

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DEL MOLISE
DIPARTIMENTO DI BIOSCIENZE E TERRITORIO
DOTTORATO DI RICERCA IN BIOSCIENZE E TERRITORIO
CURRICULUM TERRITORIALE - XXXII CICLO
S.S.D. ICAR/07
TESI DI DOTTORATO

Protezione e conservazione dei siti archeologici in aree predisposte a fenomeni di dissesto idrogeologico



CANDIDATO:

Evelina Volpe

RELATORI:

Prof. Filippo Santucci De Magistris

Prof. Giovanni Fabbrocino

COORDINATORE:

Prof. Giovanni Fabbrocino

Aprile 2020

Al mio Paese e alla sua straordinaria bellezza.

..."Torneranno le sere a intepidire nell'azzurro le piazze"...

Indice

Introduzione	1
I Parte I	1
1 Il dissesto idrogeologico e il patrimonio culturale	3
1.1 Introduzione	3
1.2 Il dissesto idrogeologico in Italia	4
1.2.1 Beni culturali esposti a fenomeni franosi	5
1.2.2 Beni Culturali a rischio alluvioni	9
1.3 Il concetto di patrimonio culturale	9
1.4 I siti archeologici: definizione e caratteristiche	14
1.4.1 I siti archeologici: quadro normativo di riferimento . . .	15
1.4.2 Il ruolo dell'ingegneria geotecnica nel processo di con- servazione dei siti archeologici	17
1.5 Considerazioni conclusive	17
2 Generalità sulle frane pluviaindotte	19
2.1 Introduzione	19
2.2 Definizioni e terminologia	22
2.3 Fenomeni franosi e sistemi di classificazione	23
2.3.1 Classificazione di Varnes	23
2.3.2 Classificazione di Hutchinson	24
2.3.3 Classificazione di Cruden e Varnes	25
2.4 La zonazione	25
2.4.1 Zonazione della suscettibilità	26
2.4.2 Zonazione della pericolosità	30
2.4.3 Zonazione del rischio	31
2.5 Considerazioni conclusive	32
3 Modelli previsionali per frane indotte da pioggia	35
3.1 Introduzione	35
3.2 Modelli empirici	36

3.2.1	Soglie empiriche	36
3.2.2	Modelli storici-empirici	38
3.3	Modelli fisicamente basati	39
3.3.1	SHALSTAB	41
3.3.2	CRF	42
3.3.3	GEOtop	44
3.3.4	SINMAP	44
3.3.5	Il codice TRIGRS	45
3.4	Considerazioni conclusive	50
4	Caratterizzazione stocastica di variabili aleatorie	53
4.1	Introduzione	53
4.2	Variabili casuali e distribuzioni di probabilità	54
4.2.1	Variabili aleatorie discrete	54
4.2.2	Variabili aleatorie continue	55
4.3	Distribuzioni di probabilità per variabili discrete	55
4.4	Distribuzioni di probabilità per variabili continue	56
4.4.1	Distribuzione esponenziale	56
4.4.2	Distribuzione gamma	58
4.4.3	Distribuzione Uniforme	59
4.4.4	Distribuzione di Weibull	60
4.4.5	Distribuzione di Rayleigh	61
4.4.6	Distribuzione normale	61
4.4.7	La distribuzione lognormale	64
4.5	Considerazioni conclusive	66
5	Analisi di affidabilità	69
5.1	Introduzione	69
5.2	Metodi esatti	70
5.2.1	Simulazioni Monte Carlo	70
5.2.2	Generazione di numeri random privi di correlazione spaziale	71
5.2.3	Generazione di numeri random correlati	72
5.2.4	Numero di simulazioni Monte Carlo	74
5.3	Metodi approssimati	76
5.3.1	Metodi FOSM - SOSM - FORM	76
5.4	Metodi diretti	78
5.4.1	Metodi PEM	78
5.5	Elementi finiti stocastici	82

5.5.1	Random field	83
5.6	Considerazioni conclusive	85
6	Il modello probabilistico implementato	87
6.1	Introduzione	87
6.2	Struttura del modello	87
6.2.1	Definizione delle <i>pdf</i> per le variabili aleatorie di input .	89
6.2.2	Modello di affidabilità	90
6.3	Applicazione del modello ad un'area di studio	91
6.3.1	Localizzazione dell'area di studio	91
6.3.2	Caratterizzazione dell'area	91
6.3.3	Attribuzione dello spessore della coltre superficiale di terreno	99
6.3.4	Definizione degli scenari di pioggia	100
6.3.5	Analisi numeriche	100
6.3.6	Risultati	100
6.3.7	Considerazioni conclusive	103
II	Parte II	105
7	L'area archeologica di Pietrabbondante, cenni storici	107
7.1	Introduzione	107
7.2	Breve storia del sito archeologico	107
7.3	Il Teatro Sannitico	109
7.4	Tempio A	111
7.5	Il Tempio B	111
7.6	Area delle Tabernae	112
7.7	Il Sacello del Santuario Orientale	113
7.8	La domus publica del santuario	113
7.9	Il Cantiere incompiuto	114
7.10	Aerium e piccola stoà	115
7.11	Considerazioni conclusive	115
8	L'area archeologica di Pietrabbondante, contesto di riferimen- to	123
8.1	Introduzione	123
8.2	Inquadramento geologico generale	124
8.2.1	Assetto strutturale	126

8.2.2	Caratteristiche geomorfologiche	126
8.2.3	Caratteristiche idrogeologiche	126
8.3	Contesto locale: un focus sull'area di studio	128
8.4	Fenomeni di instabilità in atto e effetto sul patrimonio monu- mentale	131
8.5	Considerazioni conclusive	133
9	Caratterizzazione ed analisi geotecnica del sito	135
9.1	Introduzione	135
9.2	Interpretazione delle prove geotecniche effettuate nell'area . . .	136
9.2.1	Modello geologico del terreno	138
9.3	Modello geotecnico	138
9.3.1	Individuazione delle caratteristiche di resistenza	140
9.3.2	Individuazione delle caratteristiche fisiche	142
9.3.3	Individuazione dello spessore della coltre superficiale . .	143
9.4	Applicazione della metodologia proposta all'area di studio . . .	144
9.5	Definizione dei dati di pioggia	145
9.6	Risultati	147
9.7	Analisi di stabilità convenzionali: riflessioni sui risultati ottenuti	150
9.8	Considerazioni conclusive	152
10	Soluzioni tecniche sostenibili	157
10.1	Introduzione	157
10.2	L'ingegneria naturalistica: cenni introduttivi	158
10.2.1	Diffusione della disciplina tra leggi, prime indicazioni e manuali	159
10.3	Ambiti e competenze della disciplina	160
10.4	Tipologie principali di intervento	161
10.4.1	Interventi per il controllo delle acque superficiali e pro- fonde	161
10.4.2	Soluzioni tecniche: opere per il controllo dell'erosione superficiale	165
10.4.3	Soluzioni tecniche: opere di stabilizzazione e consolida- mento	166
10.5	L'ingegneria naturalistica nella stabilità dei pendii	169
10.5.1	Indicazioni pratiche all'utilizzo della vegetazione per au- mentare la stabilità dei versanti	171
10.5.2	Modelli di rinforzo dovuto alle radici	173
10.5.3	Rinforzo meccanico esercitato dalle radici	174

10.6 Considerazioni Conclusive	176
Conclusioni	179
A Nozioni generali sulla teoria della probabilità	181
A.1 Probabilità di un evento	181
A.2 Probabilità condizionata	182
A.2.1 Probabilità totale	183
A.2.2 Teorema di Bayes	183
A.2.3 Problem solving	184
A.3 Misure caratteristiche di una variabile random	184
A.3.1 Media di una variabile casuale	185
A.3.2 Mediana	185
A.3.3 Varianza	186
A.3.4 Covarianza	186
A.3.5 Coefficiente di correlazione	187
Bibliografia	189

Elenco delle figure

1.1	La classe 1 individua i comuni interessati da aree a pericolosità da frana P3 e P4, la classe 2 i comuni interessati da aree a pericolosità idraulica P2, la classe 3 i comuni interessati da aree a perisolosità da frana P3 e P4 e idraulica P2 mentre la classe 4 contempla i restanti comuni.	5
1.2	Eventi di dissesto idrogeologico che hanno interessato il nostro Paese negli ultimi mesi del 2019.	6
1.3	Beni culturali a rischio in aree a pericolosità da frana P3+P4 su base regionale.	8
1.4	Eventi alluvionali italiani dal 1959 al 2000.	10
1.5	Eventi alluvionali del novembre 2019.	11
1.6	Beni Culturali a rischio in aree a pericolosità idraulica (dati del 2015 (a) e 2018 (b)).	12
2.1	Frane rilevate nelle località di Licciorno e dei Boschi di Corerallo dopo l'evento meteorologico estremo che ha interessato la Liguria il 2 ottobre 2013.	20
2.2	Frana di Maierato, comune della Calabria, colpito da una violenta frana il 15 febbraio 2010.	21
2.3	Frana di Sarno del 1998, una delle più gravi tragedie italiane con ben 160 vittime.	21
2.4	Prodotti di un'analisi di suscettibilità territoriale [Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica 1999; Rossi et al. 2010].	29
3.1	Alcune delle soglie pluviometriche italiane, e più in generale europee, presenti in letteratura.	38
3.2	Alcune delle soglie pluviometriche locali riportate in letteratura.	39
3.3	La discretizzazione adottata dai modelli FB implica la divisione dell'area in celle regolari e la definizione di opportuni parametri di input per ciascuna cella della griglia, schematizzata come un singolo pendio indefinito. Nella figura 3.4(a) viene individuato il sistema di riferimento che il codice TRIGRS impiega nella definizione delle diverse equazioni implementate.	41

3.4	Schemi di calcolo impiegati dal codice per la soluzione del problema di stabilità.	46
4.1	Andamento tipico di una distribuzione esponenziale al variare di λ	56
4.2	Distribuzioni gamma al variare dei parametri k e λ	58
4.3	L'immagine mostra le forme classiche assunte dalla <i>pdf</i> e <i>cdf</i> per una distribuzione uniforme.	59
4.4	Andamento delle <i>pdf</i> e <i>cdf</i> di Weibull per $\lambda = 1$ e al variare di β	60
4.5	Andamento di una distribuzione normale con media pari a 5 e varianza pari a 2.	62
4.6	Andamento tipico della distribuzione normale standard.	62
4.7	Andamento tipico della distribuzione lognormale con $\mu_X = 10$ e $\sigma_X = 5$	65
5.1	Generazione di numeri random per distribuzione di probabilità non uniforme.	72
5.2	Intervalli di confidenza per una distribuzione normale.	75
5.3	Sistema di forze verticali distribuite su una trave rigida.	78
5.4	Punti di applicazione delle forze su una piastra rigida per due variabili casuali.	80
5.5	Influenza del coefficiente di correlazione sulle funzioni peso	80
5.6	Risultato di una prova CPT, dove la resistenza del terreno rappresenta un esempio di random field.	84
6.1	Andamento di N con l'intervallo di confidenza: confronto tra un modello con una variabile aleatoria e il modello previsionale a 5 variabili random.	90
6.2	Localizzazione dell'area di studio, abitato di Morra.	92
6.3	Fotografie scattate dopo l'evento del novembre 2005.	92
6.4	Carta litologica della regione Umbria.	93
6.5	Distribuzione dei dati geotecnici raccolti nella provincia di Perugia della Regione Umbria.	94
6.6	Frequenza delle indagini geotecniche eseguite sui terreni della provincia di Perugia.	95
6.7	Distribuzione spaziale dei dati disponibili per le coltri superficiali della provincia di Perugia.	96
6.8	Istogrammi delle frequenze assolute per le torbidità.	96

6.9	Istogrammi delle frequenze assolute per le torbidità con fit delle pdf scelte.	97
6.10	Disposizione dei sondaggi nell'area di studio	98
6.11	Correlazione tra la pendenza e lo spessore della copertura. . . .	99
6.12	Distribuzione della <i>PoF</i> per i modelli (a) e (b) per l'evento di pioggia I.	101
6.13	Distribuzione della <i>PoF</i> per i modelli (a) e (b) per l'evento di pioggia II.	102
6.14	Distribuzione delle quantità Δ_1 e Δ_2 per i due eventi di pioggia I e II.	103
7.1	La figura mostra l'ubicazione del sito archeologico.	108
7.2	Cronologia dei vari ritrovamenti dal 1857 al 2010.	109
7.3	Estratti del Geoportale Nazionale che documentano l'evoluzione, in termini di ritrovamenti archeologici, subita dal sito nell'ultimo trentennio.	110
7.4	Il Teatro sannitico di Pietrabbondante.	111
7.5	Le immagini mostrano il grifone e il Talamone rispettivamente presenti nel complesso monumentale di Pietrabbondante e Pompei.	112
7.6	Ortofoto del tempio A delimitato, per tutto il perimetro, da un muro poligonale.	113
7.7	Fotografie della struttura templare posta alle spalle del <i>Teatro</i> e spesso identificata come struttura <i>Teatro-Tempio</i>	117
7.8	Panoramica dell'area nord e sud delle <i>Tabernae</i>	117
7.9	Le immagini mostrano, oltre alla veduta frontale del <i>Sacello Orientale</i> alcuni ritrovamenti importanti avvenuti nell'area del <i>Sacello del Santuario Orientale</i>	118
7.10	La <i>domus publica</i> del Santuario.	118
7.11	Elementi caratteristici della <i>domus publica</i> del santuario.	119
7.12	Monumenti votivi rinvenuti nella <i>stoà</i> annessa alla <i>domus publica</i>	120
7.13	L'immagine mostra i resti di blocchi e di un pozzo ritrovati nell'area del cantiere incompiuto.	120
7.14	Monumenti rinvenuti nella nuova zona di scavo posta nella parte orinetale del complesso monumnetale.	121
7.15	Recenti ritrovamenti della nuova zona investigata posta nella parte ovest del <i>Tempio B</i>	121
8.1	Inquadramento generale dell'area di studio.	124

8.2	Carta geomorfolitologica dell'abitato di Pietrabbondante. In blu è riportata la zona dell'area archeologica.	127
8.3	Carta con i principali bacini idrografici della Regione Molise, l'abitato di Pietrabbondante afferisce al bacino del fiume Trigno.	128
8.4	Carta idrogeologica della porzione centrale dell'abitato di Pietrabbondante. Il riquadro arancione individua la zona del sito archeologico.	129
8.5	Estratto del progetto IFFI, Inventario dei fenomeni franosi in Italia.	130
8.6	Estratto del Progetto PAI, relativo al solo pericolo da frana, per l'area di Pietrabbondante.	131
8.7	Fotografie scattate nell'area archeologica durante i sopralluoghi.	132
9.1	Ubicazioni dei sondaggi all'interno dell'area di studio.	136
9.2	Profilo stratigrafico della sezione analizzata.	139
9.3	Andamento delle pendenze nell'intorno dell'area analizzata, l'area in rosso mostra il perimetro dell'attuale zona archeologica.	140
9.4	Curve tensioni-deformazioni per terreni a comportamento fragile. Le curve sono relative a 3 provini consolidati a pressioni crescenti.	141
9.5	Istogrammi delle precipitazioni massime annuali, aggregati ad intervalli temporali di 1, 3, 6, 12 e 24 ore con relativo fit dei dati.	146
9.6	La figura mostra come al crescere del numero di simulazioni, i tempi di calcolo t , espressi in secondi, aumentano esponenzialmente.	148
9.7	PoF per l'evento di pioggia V valutata con le caratteristiche di resistenza di picco per il terreno.	148
9.8	PoF per l'evento di pioggia I valutata considerando valori residui per le caratteristiche meccaniche del terreno.	149
9.9	PoF per l'evento di pioggia II valutata considerando valori residui per le caratteristiche meccaniche del terreno.	149
9.10	PoF per l'evento di pioggia III valutata considerando valori residui per le caratteristiche meccaniche del terreno.	150
9.11	PoF per l'evento di pioggia IV valutata considerando valori residui per le caratteristiche meccaniche del terreno.	150
9.12	PoF per l'evento di pioggia V valutata considerando valori residui per le caratteristiche meccaniche del terreno.	151

9.13	L'immagine mostra la posizione dei tre tratti e i risultati dell'analisi di stabilità sul tratto I, considerando l'evento estremo di pioggia di durata $d=24$ h e i valori di picco di resistenza del terreno.	152
9.14	Risultati dell'analisi di stabilità sul tratto II, considerando l'evento estremo di pioggia di durata $d=24$ h e i valori di picco di resistenza del terreno.	152
9.15	Risultati dell'analisi di stabilità sul tratto III, considerando l'evento estremo di pioggia di durata $d=24$ h e i valori di picco di resistenza del terreno.	153
9.16	Risultati dell'analisi di stabilità sul tratto I, considerando l'evento estremo di pioggia di durata $d=24$ h e i valori residui di resistenza per la coltre superficiale.	153
9.17	Risultati dell'analisi di stabilità sul tratto II, considerando l'evento estremo di pioggia di durata $d=24$ h e i valori residui di resistenza per la coltre superficiale.	154
9.18	Risultati dell'analisi di stabilità sul tratto III, considerando l'evento estremo di pioggia di durata $d=24$ h e i valori residui di resistenza per la coltre superficiale.	154
10.1	Alcuni interventi di ingegneria naturalistica realizzati nel nostro Paese per diverse finalità.	162
10.2	Canalette di superficie realizzate in legname (Fig. 10.2(a)) e pietrame (Fig. 10.2(b)).	163
10.3	Rivestimento vegetale di fossi e solchi in erosione.	164
10.4	Sperone drenante realizzato in pietrame murato a secco.	165
10.5	Alcuni interventi di rivestimento antierosivo realizzati con materiale biodegradabile (Fig. 10.5(a), Fig. 10.5(b) e Fig. 10.5(c)) e sintetico (Fig. 10.5(d)).	167
10.6	Alcuni interventi di stabilizzazione e consolidamento.	168
10.7	Interventi realizzati tipicamente al piede del pendio.	169
10.8	L'immagine sintetizza la complessa interazione tra la vegetazione e il terreno, che si esplica attraverso numerose azioni diversificate.	170
10.9	Schema di un volume di terreno attraversato da un apparato radicale costituito da radici di diverso spessore.	175
A.1	L'area campita del diagramma di Venn rappresenta il risultato dell'operazione $A \cup B$	182

Elenco delle tabelle

1.1	Numero di comuni e relative superfici a pericolosità da frana P3 e P4 e idraulica P2 su base regionale [Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale 2018].	7
2.1	Classificazione delle frane in funzione della tipologia di movimento e di materiale coinvolto [Cruden et al. 1996].	24
2.2	Classificazione delle frane in funzione della velocità di propagazione.	25
2.3	Velocità delle frane in base alla tipologia del movimento, al materiale coinvolto ed allo stato di attività (N=neoformazione, R=riattivazione).	26
2.4	La tabella sintetizza i descrittori di suscettibilità che consentono una valutazione quantitativa della stessa.	30
2.5	Descrittori raccomandati nella zonazione della pericolosità [Fell et al. 2008], per fenomeni franosi che interessano pendii naturali.	31
2.6	Esempio di descrittori raccomandati nella zonazione del rischio usando il criterio della perdita di vita umana.	32
2.7	Raccomandazioni sui tipi, livelli e scale di zonazione (Fell et al. 2008).	33
2.8	La tabella sintetizza i parametri rappresentativi, i metodi possibili di analisi e l'obiettivo corrispondenti ad una determinata scala di lavoro.	34
3.1	Alcune soglie pluviometriche globali presenti in letteratura.	37
5.1	Intervalli di confidenza e relativi coefficienti per distribuzione normale [Harr 1996].	76
6.1	La tabella mostra il numero di punti di misura per ciascuna delle 16 classi litologiche individuate.	95
6.2	Valori stocastici caratteristici per le torbidità.	98
6.3	Scenari di pioggia considerati nella stima della probabilità di collasso.	100

6.4	Sintesi della caratterizzazione adottata per le 5 variabili aleatorie considerate dal modello.	101
9.1	Prove geotecniche eseguite nel sito in corrispondenza dei sondaggi individuati in Fig. 9.1.	137
9.2	Stima della conducibilità idraulica per i diversi campioni di terreno prelevati.	143
9.3	Peso per unità di volume dei campioni di terreno prelevati. . .	144
9.4	Sintesi dei dati di input considerati per le variabili aleatorie . .	145
9.5	Eventi di pioggia sulla base dei quali è stata valutata la risposta del versante.	147
10.1	Vantaggi e svantaggi delle diverse tecniche di stabilizzazione basate sull'impianto di vegetazione [Coppin et al. 1990]. . . .	172

Introduzione

L'Italia vanta la presenza di un patrimonio culturale ricchissimo, chiese, musei, centri storici e paesaggi rendono il nostro territorio unico e peculiare. Tuttavia, secondo l'ultimo rapporto sul dissesto idrogeologico, pubblicato dall'Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale [Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale 2018], il 18.6% dei beni culturali è a rischio frana in aree a pericolosità PAI, mentre il 15.3% risulta a rischio alluvioni nello scenario a pericolosità idraulica P2. Questa realtà può assumere carattere di drammaticità se si considerano gli effetti futuri che i cambiamenti climatici indurranno sugli eventi pluviometrici estremi.

L'impatto dei fenomeni naturali sul patrimonio culturale rappresenta un tema rilevante, che però ha suscitato interesse da parte della comunità scientifica, nazionale e internazionale, solo negli ultimi decenni. In tale quadro si inserisce il presente contributo, parte integrante di un ampio progetto di ricerca finalizzato alla definizione di un approccio metodologico multidisciplinare capace di agire sulla conservazione, tutela e salvaguardia del patrimonio culturale, ivi incluso il paesaggio, da fenomeni di dissesto idrogeologico.

In particolare il lavoro focalizza l'attenzione sui siti archeologici, beni che per la loro posizione e ubicazione naturale risultano fortemente vulnerabili rispetto ai meccanismi di rottura del terreno che si verificano a seguito del raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite; per tale ragione l'ingegneria geotecnica ha un ruolo importante, forse fondamentale, nelle politiche di mitigazione e salvaguardia dei beni di interesse archeologico da frane pluvioindotte.

La conservazione dei siti archeologici localizzati in aree predisposte a fenomeni di dissesto è difficile da attuare; i beni monumentali in caso di eventi eccezionali non possono essere spostati, né tantomeno protetti attraverso l'adozione di misure in urgenza non pianificate, eventuali interventi di protezione devono essere pensati considerando gli aspetti tecnici e il valore culturale del bene; ciò limita spesso il ventaglio delle soluzioni attuabili. In altre parole i concetti di conservazione, tutela, protezione e mitigazione sono strettamente connessi al concetto di previsione.

Prevedere la risposta dell'area culturale a un evento pluviometrico particolare costituisce un valido strumento di supporto decisionale per la definizione di misure idonee al bene da tutelare. La previsione spaziale e temporale di frane

viene tipicamente realizzata secondo due approcci, i modelli empirici e i metodi fisicamente basati; i secondi consentono una descrizione fisica del processo attraverso opportune equazioni matematiche da svolgere in maniera accoppiata; tra i modelli più diffusi TRIGRS [Baum et al. 2002] costituisce sicuramente un approccio scientificamente consolidato; la sua applicazione richiede una caratterizzazione di dettaglio della topografia dell'area e delle proprietà fisiche e meccaniche del terreno, e consente una valutazione quantitativa circa le condizioni di equilibrio del sistema (effettuata attraverso la valutazione del coefficiente di sicurezza F_s). Se le caratteristiche topografiche sono determinabili in maniera quasi esatta, le proprietà fisiche e meccaniche del terreno non sono quantificabili con la stessa precisione; in altre parole la valutazione delle condizioni di stabilità di un'area è un processo di natura stocastica che coinvolge grandezze diverse ognuna caratterizzata da una fonte di incertezza più o meno variabile.

L'approccio ovviamente non sopprime alla carenza di informazioni, ma si rileva solo una metodologia più idonea a caratterizzare parametri che hanno una naturale incertezza aleatoria. I terreni e le rocce infatti sono tipicamente descritti da parametri dotati di notevole variabilità [Fenton et al. 2008], in particolare le proprietà meccaniche del suolo mostrano la loro aleatorietà, non solo da sito a sito e all'interno di una data stratigrafia, ma spesso anche all'interno di coltri omogenee, come conseguenza dei processi naturali di deposizione [Lacasse et al. 1996]. Oltre alla variabilità naturale di un parametro (incertezza aleatoria) le proprietà del terreno sono caratterizzate da un'incertezza epistemica [Calvello 2012], legata alla mancanza di una diretta conoscenza della grandezza da stimare e quindi all'incertezza dei modelli adottati per descrivere un determinato fenomeno [Caira 2006].

Con particolare riferimento ai siti archeologici, dove spesso misure utili alla caratterizzazione dell'area vengono effettuate, per ovvi motivi, ad una certa distanza dal perimetro indagato, un approccio deterministico alla valutazione delle condizioni di stabilità indurrebbe a risultati che non consentono di quantificare l'affidabilità dell'analisi.

Per tutte le ragioni qui enunciate, e nell'elaborato approfondite, durante questo percorso di studi, un modello probabilistico fisicamente basato è stato implementato in ambiente Matlab/Octave. L'approccio considera 5 variabili aleatorie nel processo di stabilità e stima, attraverso le simulazioni Monte Carlo, la probabilità di collasso (PoF) dell'area analizzata. Il modello trova la sua prima applicazione all'area archeologica di Pietrabbondante, importante luogo di culto per il Sannio antico, e emblema odierno dell'antica civiltà molisana.

L'elaborato è suddiviso in due parti, la prima di carattere concettuale, la seconda più applicativa e quindi specifica per il caso di studio considerato. In particolare il primo capitolo, introduce la problematica del dissesto idrogeologico connessa al concetto di Patrimonio Culturale; i paragrafi riportano non solo i numeri della mutua fenomenologia ma anche una descrizione di tutti i tentativi, rappresentati da leggi italiane, pensati ed attuati come risposta alla problematica della tutela del Patrimonio Culturale in generale e dei siti archeologici in particolare. Il secondo capitolo introduce invece il problema delle frane pluvioindotte, chiarendo le molteplici difficoltà che ancora si riscontrano su concetti chiave quali la classificazione dei fenomeni e la terminologia, comune e corretta, da impiegare. Il terzo capitolo offre invece una panoramica dei modelli più usati in letteratura per la previsione di frane pluvioindotte; una descrizione di dettaglio è riservata al codice TRIGRS che costituisce la base teorica del modello presentato in questo lavoro. Il quarto capitolo, introduce il problema dell'estrema variabilità delle caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno, e quindi illustra i concetti chiave utili a modellare, attraverso distribuzioni teoriche, la naturale variabilità delle grandezze. Se l'incertezza della singola variabile X_n viene considerata attraverso una consona scelta della distribuzione di probabilità (*pdf*) a quest'ultima associata, l'aleatorietà dell'intero processo può essere considerata attraverso diversi modelli di affidabilità. I più diffusi in letteratura vengono illustrati nel Capitolo 5, con particolare approfondimento per le simulazioni Monte Carlo. La descrizione dettagliata del modello implementato è illustrata nel Capitolo 6, dove inoltre si discute, attraverso l'applicazione del codice ad un'area pilota, l'importanza della corretta attribuzione delle *pdf* per le variabili aleatorie di input, fondamentale all'ottenimento di previsioni affidabili. Il capitolo 7, primo della seconda parte, è invece dedicato alla descrizione storica e monumentale del sito archeologico di Pietrabbondante, che vede la sua esistenza minacciata da problemi di natura idrogeologica e geotecnica. L'impatto di questi fenomeni sui vari monumenti è discusso nel Capitolo 8, dove viene esaminato il particolare contesto geologico e geomorfologico del territorio. L'applicazione del modello all'area archeologica di Pietrabbondante è mostrata nel Capitolo 9, le previsioni ottenute sono relative alla valutazione della risposta del versante che insiste sull'area archeologica a piogge stimate a partire dai dati estremi registrati negli ultimi 60 anni dal pluviometro di Pietrabbondante e forniti dal Servizio di Protezione Civile della Regione Molise. Infine, nel Capitolo 10, vengono discusse le tecnologie più diffuse e consolidate nell'ambito dell'ingegneria naturalistica, disciplina che consente la realizzazione di interventi non

invasivi talvolta adatti a migliorare le condizioni di stabilità di un'area, nel pieno rispetto del valore del luogo. Alcuni interventi potrebbero rappresentare soluzioni valide da porre in essere nell'ottica di protezione e salvaguardia del complesso monumentale studiato.

I

Parte I

Il dissesto idrogeologico e il patrimonio culturale

1.1 Introduzione

Il dissesto idrogeologico costituisce un tema di particolare rilevanza per il nostro Paese, non solo per i drammatici impatti che ha sulla popolazione, sulle infrastrutture, e sul tessuto economico e produttivo in generale, ma anche per gli effetti che induce sul patrimonio culturale.

Con un patrimonio tra i più vasti al mondo, l'Italia vanta la presenza di 3.400 musei, 2.100 aree archeologiche, 24 parchi nazionali, 23 aree marine e 55 siti Patrimonio dell'Umanità. Come attestato dalla lista dei siti di inestimabile valore redatta dall'Unesco e con riferimento alla Convenzione Mondiale sulla tutela del patrimonio culturale e naturale del 1972, il nostro Paese annovera un'ineguagliabile varietà di tipologie di beni capace di rendere il territorio unico al mondo. Tuttavia il patrimonio culturale pur rappresentando una risorsa strategica rilevante per lo sviluppo sociale del nostro Paese [Research Italy, 2019], un'importante testimonianza del tempo trascorso [Unesco, 2019] e un importante luogo di incontro tra passato e futuro [Unione Europea, 2019], è costantemente esposto ad agenti capaci di comprometterne la conservazione. Oltre al deterioramento naturale e l'impatto antropico, costituiscono una forte minaccia per il nostro inestimabile patrimonio, gli eventi naturali estremi quali frane ed alluvioni.

Anche se negli ultimi decenni il patrimonio storico, artistico e paesaggistico, ha molto risentito dei continui cambiamenti climatici ed ambientali, e quindi il tema della conservazione e salvaguardia da eventi meteorologici estremi ha suscitato notevole interesse da parte della comunità scientifica, si è ancora lontani dalla corretta definizione di politiche di gestione del rischio capaci di

tutelare un patrimonio dall'indiscusso pregio culturale. Le numerose criticità vengono ancora affrontate con misure di emergenza, che spesso si rilevano inappropriate ed inadeguate, ma soprattutto non compatibili con il valore del singolo monumento.

La devastazione del patrimonio culturale e ambientale in Italia è drammatica, i meccanismi di tutela sono logorati per la confusione normativa e la scarsità di risorse destinate alla conservazione dei beni artistici e storici, e sempre più spesso il valore guida del nostro patrimonio viene dimenticato.

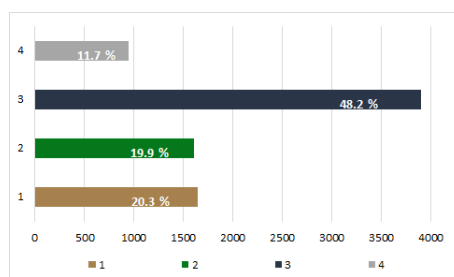
Il rapporto tra patrimonio culturale e dissesto idrogeologico è molto forte, e la descrizione quantitativa presentata nei paragrafi successivi, sebbene un pò noiosa, è la testimonianza tangibile di uno stretto legame. Questo capitolo è quindi dedicato ad un'analisi numerica della fenomenologia, ma anche alla conoscenza dell'evoluzione normativa in materia che ad oggi, nonostante le numerose revisioni, appare inadeguata a fronteggiare la situazione di emergenza in cui il patrimonio culturale versa.

1.2 Il dissesto idrogeologico in Italia

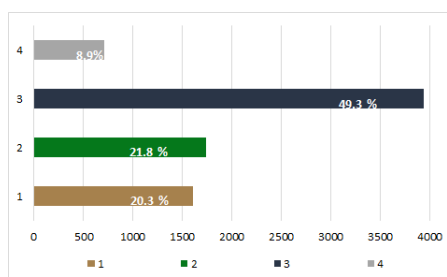
L'orografia che caratterizza il nostro paese espone naturalmente il territorio a eventi come frane, alluvioni e terremoti, ma anche eruzioni vulcaniche, subsidenza ed erosione costiera. Tra tutti i fenomeni citati, il dissesto idrogeologico costituisce sicuramente una delle problematiche di maggiore rilievo per il Paese se si considerano, oltre i casi osservati negli ultimi anni, gli effetti che i cambiamenti climatici produrranno sulle piogge future [Carraro et al. 2008].

Secondo i dati contenuti nel Rapporto "Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio", pubblicato dall'Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale (ISPRA) nel 2015 [Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale 2015], l'88.3% dei comuni italiani è localizzato in aree a pericolosità da frana elevata (P3) e molto elevata (P4) e/o pericolosità idraulica media (P2) (ai sensi del d.lg. 49/2010, recepimento della Direttiva Alluvioni 2007/60/CE). Di questi comuni, 1640 hanno nel loro territorio solo aree a pericolosità da frana P3 e P4, 1607 solo aree a pericolosità idraulica P2, mentre 3898 hanno nel loro territorio sia aree a pericolosità da frana P3 e P4 che aree a pericolosità idraulica P2 (Fig. 1.1(a)). La superficie delle aree classificate a pericolosità da frana P3 e P4 (PAI) e idraulica P2 (d.lg. 49/2010) è passata da 47747 km², pari al 15.8% del territorio nazionale, del 2015 a 50117 km², pari al 16.6% del territorio nazionale nel 2018 (Fig. 1.1). Infatti, secondo l'ultimo Rapporto pubblicato dall'ISPRA [Istituto Superiore

per la Protezione e la Ricerca Ambientale 2018], i comuni italiani interessati da aree a pericolosità da frana elevata (P3) e molto elevata (P4) e/o pericolosità idraulica media (P2) sono 7275 pari al 91.1% del totale. Di questi comuni, 1602 hanno nel loro territorio solo aree a pericolosità da frana P3 e P4, 1739 solo aree a pericolosità idraulica P2, mentre 3934 hanno nel loro territorio sia aree a pericolosità da frana P3 e P4 che aree a pericolosità idraulica P2 (Fig. 1.1(b)).



(a) dati relativi all'anno 2015



(b) dati relativi all'anno 2018

Figura 1.1: La classe 1 individua i comuni interessati da aree a pericolosità da frana P3 e P4, la classe 2 i comuni interessati da aree a pericolosità idraulica P2, la classe 3 i comuni interessati da aree a perisolosità da frana P3 e P4 e idraulica P2 mentre la classe 4 contempla i restanti comuni.

Considerando la totalità dei comuni italiani, nove Regioni, tra cui il Molise, hanno il 100% di comuni interessati da aree a pericolosità da frana P3 e P4 e/o idraulica P2; a queste si aggiungono la Provincia di Trento, l'Abruzzo, il Lazio, il Piemonte, la Campania e la Sicilia con percentuali maggiori del 90% (Tab. 1.1). Un valore molto elevato viene osservato per la Regione Emilia Romagna (Tab. 1.1), caratterizzata da un territorio pianeggiante dove però la pericolosità idraulica è molto elevata.

Frane ed alluvioni sono due fenomenologie fortemente connesse (Fig. 1.2), ed una loro trattazione imprescindibile perde di significato, tuttavia al fine di facilitare e non appesantire la lettura, l'analisi quantitativa del patrimonio culturale esposto viene affrontata in due sottoparagrafi distinti (Par. 1.2.1 e Par. 1.2.2).

1.2.1 Beni culturali esposti a fenomeni franosi

Sebbene il nostro Paese sia caratterizzato da un'orografia unica al mondo, con stupore bisogna constatare che i censimenti relativi al patrimonio esposto a



Figura 1.2: Eventi di dissesto idrogeologico che hanno interessato il nostro Paese negli ultimi mesi del 2019.

Regione	Numero di comuni		Numero di comuni con aree a pericolosità da frana elevata e molto elevata e/o pericolosità idraulica media	Superficie Regione	Superficie delle aree a pericolosità da frana elevata e molto elevata con pericolosità idraulica media	
	n	n	%	km ²	km ²	%
Piemonte	1201	1133	94.3%	25387	3217.8	12.7
Valle D'Aosta	74	74	100%	3261	2713.2	83.2
Lombardia	1524	1287	84.4%	23863	3815.6	16%
Trentino Alto Adige	293	268	91.5%	13605	1547.7	11.4%
Veneto	576	372	64.6%	18407	1818.9	9.9%
Friuli Venezia Giulia	216	183	84.7%	7862	800.6	10.2%
Liguria	235	235	100%	5416	902.8	16.7%
Emilia Romagna	333	333	100%	22452	13496.4	60.1%
Toscana	276	276	100%	22987	5985.9	26.0%
Umbria	92	92	100%	8464	829.2	9.8%
Marche	229	229	100%	9401	975.6	10.4%
Lazio	378	373	98.7%	17232	1523.6	8.8%
Abruzzo	305	304	99.7%	10831	1826.9	16.9%
Molise	136	136	100%	4460	851.9	19.1%
Campania	550	512	93.1%	13671	3351.4	24.5%
Puglia	258	230	89.1%	19541	1475.6	7.6%
Basilicata	131	131	100%	10073	786.4	7.8%
Calabria	409	409	100%	15222	1106.3	7.3%
Sicilia	390	360	92.3%	25832	747.5	2.9%
Sardegna	377	338	89.7%	24100	2343.4	9.7%

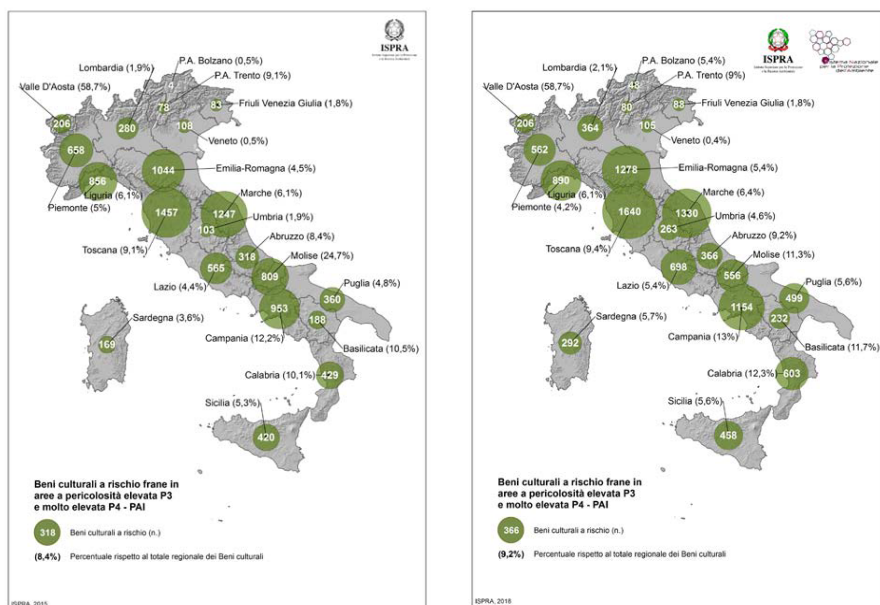
Tabella 1.1: Numero di comuni e relative superfici a pericolosità da frana P3 e P4 e idraulica P2 su base regionale [Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale 2018].

fenomeni estremi non includono la risorsa Paesaggio.

Soffermandoci sui dati relativi gli ultimi venti anni, la prima valutazione dei beni culturali esposti al rischio frana su base comunale deriva da una ricerca effettuata in maniera congiunta tra l'ISPRA e l'Istituto Superiore per la Conservazione e il Restauro (ISCR). Su circa 100258 beni architettonici e archeologici individuati, circa il 7% sono risultati esposti a rischio frana [Spizzichino et al. 2018].

Secondo i dati riportati nel Rapporto pubblicato dall'ISPRA [Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale 2015] nel 2015, su circa 192500 beni censiti, ben 34651 sono risultati a rischio frana, in particolare il 5.5% del totale in aree a pericolosità elevata P3 e molto elevata P4 (Fig. 1.3(a)).

Attualmente, secondo il Rapporto del 2018 [Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale 2018], le regioni Toscana, Marche, Emilia-Romagna, Campania e Liguria (Fig. 1.3) fanno registrare il numero più elevato di beni culturali a rischio frane in aree a pericolosità P3 e P4; e globalmente circa il 18.6% del totale dei beni (pari a 203.665 secondo la stima effettuata da Banca dati Vincoli in Rete - VIR, ISCR) risulta a rischio frana (Fig. 1.3(b)). Resta da sottolineare che se anche molti borghi storici sono già stati oggetto di interventi di consolidamento, è il caso ad esempio di Certaldo (FI), Todi (PG) e Orvieto (TR), altri continuano attualmente ad essere minacciati da fenomeni franosi (la scogliera di San Leo (RN), Volterra (PI) e Civita di Bagnoregio, in provincia di Viterbo).



(a) dati relativi all'anno 2015

(b) dati relativi all'anno 2018

Figura 1.3: Beni culturali a rischio in aree a pericolosità da frana $P3+P4$ su base regionale.

1.2.2 Beni Culturali a rischio alluvioni

Le alluvioni sono fenomeni che da sempre (Fig. 1.4), in maniera periodica, minacciano il nostro territorio. Negli ultimi anni la frequenza con cui tali eventi si verificano è accresciuta notevolmente rappresentando un forte problema per le persone, le infrastrutture e il patrimonio culturale (Fig. 1.5).

Secondo i dati ISPRA del 2015 [Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale 2015], il numero più elevato di beni culturali a rischio nello scenario P2 si registra in Emilia-Romagna, Veneto, Liguria e Toscana; mentre tra i comuni si collocano città d'arte come Venezia, Ferrara, Firenze, Ravenna e Pisa. Nel 2018 [Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale 2018] invece circa 84500 beni sono a rischio alluvioni, e in dettaglio 31137 (15.3%) si collocano nello scenario di pericolosità idraulica media P2, mentre 39426 beni (19.4%) nello scenario di pericolosità bassa P1 (Fig. 1.6). Alle città caratterizzate da un più elevato numero di beni esposti si aggiungono Genova e Piacenza, tuttavia anche l'esposizione allo scenario di pericolosità bassa assume una particolare rilevanza, tenuto conto che un evento alluvionale ha la forza di provocare danni inestimabili e irreversibili al patrimonio.

1.3 Il concetto di patrimonio culturale

Fino a questo momento abbiamo parlato della problematica del dissesto idrogeologico, più in generale dei numeri circa l'esposizione del nostro Paese a tali fenomenologie e nel dettaglio dei beni culturali esposti a frane ed alluvioni. Sebbene le indagini condotte dall'ISPRA facciano riferimento ai beni culturali, i concetti di protezione, tutela, salvaguardia ma anche esposizione del patrimonio culturale sono ancora più complessi poichè oltre a riferirsi a chiese, musei, e monumenti sono legati anche all'idea di paesaggio e quindi di territorio in generale.

Il patrimonio culturale infatti è costituito da testimonianze, immobili e mobili, caratterizzate da valore artistico, storico, archeologico, etnoantropologico, archivistico, bibliografico e da tutte le evidenze aventi valore di civiltà [Parlamento Italiano 2004]. Il patrimonio culturale è composto quindi da molteplici varietà di beni diversi per caratteristiche ed esposizione, tutti però legati ad un'importanza particolare, unica e insostituibile. Per tali ragioni, le misure finalizzate alla tutela, protezione, salvaguardia e conservazione del patrimonio culturale sono sempre state opportunamente codificate in leggi e regolamenti; recepiti universalmente e a tratti approfonditi o specificati secondo le esigenze di ogni singolo Paese. In particolare la nostra legislazione in mate-



Figura 1.4: Eventi alluvionali italiani dal 1959 al 2000.



Figura 1.5: Eventi alluvionali del novembre 2019.

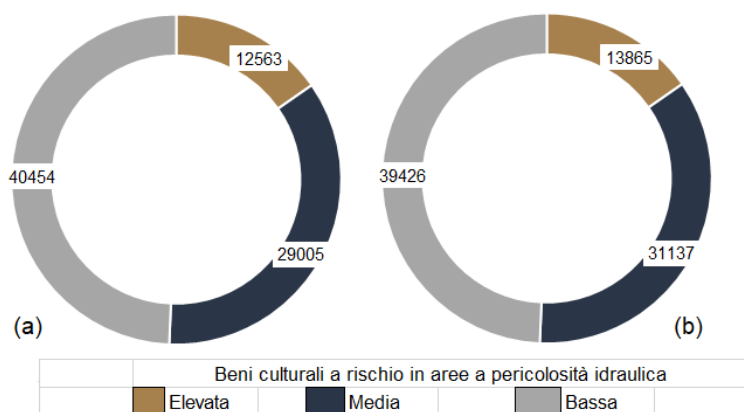


Figura 1.6: Beni Culturali a rischio in aree a pericolosità idraulica (dati del 2015 (a) e 2018 (b)).

ria si caratterizza fundamentalmente per la presenza di sette momenti storici significativi.

Il primo periodo coincide con gli anni precedenti il 1939. Nei primi decenni dell'Unità d'Italia si susseguirono una serie di azioni volte a definire un sistema di tutela dei monumenti della nazione. La normativa in materia di beni culturali e beni paesaggistici fece il suo ingresso nell'ordinamento giuridico post unitario con la legge 25 giugno 1865, n. 2359 (limitatamente all'art. 83), fino a giungere ai primi anni del XX secolo (legge n. 386 del 27.06.1907 e n. 364 del 20.06.1909) e all'istituzione delle prime soprintendenze, che definirono un primo sistema di tutela dei monumenti. Le norme su indicate e quelle successive (legge 688/1912, R.D. 363/1913, legge 778/1922) hanno sempre distinto le "cose" di interesse storico-artistico da quelle relative alle bellezze naturali.

Il secondo periodo coincide invece con l'anno 1939, in cui furono promulgate le prime due leggi organiche, che stabiliscono i principi e le procedure di tutela del patrimonio monumentale e paesaggistico, ovvero: i) la legge del 1 giugno 1939, n. 1089 "tutela delle cose di interesse artistico e storico"; ii) la legge del 29 giugno 1939, n. 1497 "protezione delle bellezze naturali e panoramiche" emanata con R.D. del 3 giugno 1940, n. 1357 - regolamento per l'applicazione della legge 1497/39. Queste due leggi sono rimaste il fondamento della tutela per un intero cinquantennio.

L'inizio del periodo successivo coincide con il 1947 e la Costituzione della

Repubblica Italiana che all'art. 9 eleva a rango costituzionale la tutela del paesaggio e del patrimonio storico-artistico della nazione. Da allora diversi provvedimenti volti ad adattare e completare le leggi quadro del '39 si sono succeduti. Al principio degli anni '70 risale il trasferimento alle Regioni dell'esercizio della tutela paesaggistica, lasciando allo stato un potere esclusivamente di controllo.

Molto importante per il concetto di Patrimonio Culturale è il quarto periodo che coincide con il 1974, anno di istituzione del Ministero per i Beni Culturali e Ambientali che sancì il riconoscimento dell'importanza delle problematiche connesse al patrimonio. Dal 1974 al 1998 le principali funzioni in materia di patrimonio rimasero in quota al Ministero istituito con Decreto legge 14 dicembre 1975, n. 657 e convertito, con modificazioni, nella legge 29 gennaio 1975, n. 5.

Il quinto periodo coincide con il 1985, anno di emanazione della legge 8 agosto 1985, n. 431, di conversione in legge, con modifiche, del decreto legge 27 giugno 1985 n. 312 recante disposizioni urgenti per la tutela delle zone di particolare interesse ambientale.

Successivamente l'emanazione del D.lgs. 490 del 29.12.1999 "Testo Unico delle disposizioni legislative in materia di beni culturali e ambientali" dà luogo al sesto periodo storico. Il Decreto manifesta il tentativo di riunire il complesso sistema di normative in un unico documento, introducendo di fatto poche novità.

Ultimo periodo storico è legato all'emanazione del Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio (D. Lgs. N. 42 del 22. 01.2004) che ad oggi è la legge quadro del settore. Con l'introduzione del Codice (D.lgs. N. 42 del 22.10.2004), insieme ad un nuovo aggiornamento del Ministero dei Beni e le Attività Culturali, la struttura di tutela subisce una riorganizzazione concettuale, che cambia alcuni aspetti della pratica normativa. Al Codice segue il Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12 dicembre 2005 "Individuazione della documentazione necessaria alla verifica della compatibilità paesaggistica degli interventi proposti, ai sensi dell'articolo 146, comma 3, del Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio di cui al decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42". Il documento, noto anche come Codice Urbani, in accordo con la tradizione giuridica italiana (art. 9 della Costituzione) equipara la tutela del paesaggio

alla tutela del patrimonio storico artistico per le finalità di promozione e sviluppo della cultura. La legge stabilisce, in linea di principio, cosa è, o non è, bene culturale, definendo al contempo i vincoli ai quali sono soggetti questi beni, nonché le azioni di tutela e salvaguardia da attuarsi nei loro confronti.

Il concetto di Patrimonio Culturale è molto ampio, racchiude una molteplicità importante di beni, questo lavoro di tesi focalizza l'attenzione sul patrimonio archeologico, caratterizzato dall'insieme di manufatti che costituiscono un archivio di documenti di storia materiale e quindi una fonte di conoscenza storica rilevante. In particolare, attraverso un approccio multidisciplinare, il lavoro cerca di dare un contributo ingegneristico all'importante tema della tutela dei siti archeologici posti in aree vulnerabili nei confronti dei movimenti franosi.

1.4 I siti archeologici: definizione e caratteristiche

Un sito archeologico è un'area caratterizzata dalla presenza di resti di manufatti, prodotti in una determinata fase storica conclusa della civiltà umana, aperta alla conoscenza e rappresentativa per la cultura materiale, l'arte, gli stili di vita, i livelli economici e culturali di un sito nel passato. In altre parole un sito archeologico costituisce una testimonianza della storia umana; spesso viene a trovarsi nello stato di rudere, non solo per il trascorrere naturale del tempo ma anche a causa di problemi di natura geomorfologica che coinvolgono l'area.

Tipicamente infatti, i beni archeologici hanno una posizione e ubicazione che li rendono fortemente vulnerabili rispetto ai meccanismi di rottura del terreno, che si verificano a seguito del raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite; e ad oggi molte risultano le aree costantemente minacciate da movimenti franosi di versante [Lollino et al. 2006]. L'area archeologica della Valle dei Templi [Cotecchia et al. 2005], il Ninfeo di Genazzano [Amorosi et al. 2015], l'area archeologica di Pompei [Ministero per i beni e le attività culturali e Ministero per i rapporti con le regioni e per la coesione territoriale 2011], l'area di Ostia Antica [Cecchi 2014], rappresentano alcuni casi emblematici italiani per tipo di movimenti ed estensione delle aree coinvolte. I continui fenomeni di scorrimento superficiale del terreno causano, sui monumenti, un processo di alterazione e frammentazione che contribuiscono a far apparire i manufatti incompleti e modificati rispetto alle forme originali.

1.4.1 I siti archeologici: quadro normativo di riferimento

L'interesse per la protezione e la salvaguardia dei siti archeologici, a livello nazionale e internazionale, ha origini antiche; tuttavia l'introduzione delle problematiche di tutela dai fenomeni di dissesto è davvero molto recente.

Le prime raccomandazioni in materia si rivolgono essenzialmente agli interventi di restauro e consolidamento sul patrimonio storico [International Council on Monuments and Sites 1931], per i quali, così come sancito dalla carta di Atene del 1934, si riconosce l'uso di materiali moderni prevedendo invece per gli interventi di ricostruzione l'uso di materiale trovato in sito (anastilosi). Nello stesso periodo, l'importanza di un'analisi conoscitiva delle problematiche strutturali prima della definizione delle misure da intraprendere sul bene, inizia piano piano ad essere compresa.

Una serie di contributi si susseguono negli anni con le finalità di modificare e sperimentare pratiche e metodologie da utilizzare nel campo della conservazione del patrimonio storico e culturale; ad ogni modo, un supporto decisivo e significativo in materia arriva solo con la Carta di Venezia del 1964, primo riferimento internazionale per la conservazione e il restauro di antichi edifici. La Carta afferma la natura interdisciplinare che un progetto di restauro deve contemplare sottolineando che "La conservazione e il restauro dei monumenti devono fare ricorso a tutte le scienze e tecniche che possono contribuire allo studio e alla salvaguardia del patrimonio architettonico" [International Council on Monuments and Sites 1964]. Successivamente, oltre alla necessità di promuovere soluzioni corrette per la conservazione degli edifici archeologici, la necessità di promuovere azioni volte alla protezione di manufatti dagli eventi naturali estremi quali i terremoti inizia prepotentemente ad essere avvertita; ed è in tale contesto che il quadro legislativo italiano, che fino a questo momento segue quello internazionale [Copersino 2009], se ne differenzia.

A seguito degli eventi sismici degli anni '70 e '80, la necessità di operare sul patrimonio culturale nazionale con un diverso approccio metodologico diviene prioritaria ed infatti nel 1986, il Comitato Nazionale per la Prevenzione dei Beni Culturali dal rischio sismico, istituito dal Ministero per i Beni Culturali e Ambientali e dal Dipartimento per la Protezione Civile, pubblica le "Raccomandazioni per azioni costruttive sul patrimonio monumentale situato in zona sismica", seguite nel 1989 dalle "Direttive per la realizzazione di progetti di restauro, compresi interventi di miglioramento sismico e interventi di manutenzione, per complessi architettonici, caratterizzati da valore storico, in area sismica".

Sebbene in entrambi i documenti è evidente il solo riferimento al rischio

sismico, nelle linee di indirizzo del 1989 vi è per la prima volta un paragrafo specifico dedicato ai beni archeologici [Volpe et al. 2018b]. L'applicazione di queste direttive è stata spesso sostanzialmente disattesa, comportando una serie di questioni critiche [Bartolomucci 2013] venutesi a creare per molte opere strutturali e di restauro; il mancato rispetto di tali raccomandazioni più volte ha favorito un peggioramento delle condizioni di sicurezza del patrimonio e la realizzazione di interventi irrispettosi del valore del bene. Così per molti anni nessun documento nuovo ed efficace è stato pubblicato a tutela del patrimonio storico, solo venti anni dopo in seguito al terremoto del Molise del 2002 e al forte impulso allo sviluppo di moderne ed efficaci regole di progettazione e valutazione strutturali e geotecniche, il Ministero per i Beni e le Attività Culturali, con il parere favorevole del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, elabora le "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"; il documento considera i beni archeologici e artistici patrimonio costruito [D'Agostino 2014], senza prevedere specifiche in relazione alle differenti tipologie di beni monumentali.

La necessità di definire un approccio metodologico specifico per la conservazione del patrimonio archeologico emerge nuovamente nel 2010, tanto che insieme all'Allineamento delle Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale alle Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC 2008), il Consiglio Superiore per i Beni Culturali e Paesaggistici presenta le "Linee guida per la conservazione del patrimonio archeologico", recepite e applicate al caso studio dell'area archeologica di Ostia Antica [Cecchi et al. 2010] e nel Grande Progetto per Pompei [Ministero per i beni e le attività culturali e Ministero per i rapporti con le regioni e per la coesione territoriale 2011].

Obiettivo principale del documento è quello di fornire un orientamento metodologico per l'elaborazione e la realizzazione di interventi di conservazione del patrimonio archeologico, ovvero costituire una guida per tutti gli interventi volti a mitigare i rischi ma anche finalizzati a valorizzare i siti attraverso opere che ne migliorano l'uso e la comunicazione. Tuttavia, come già evidenziato, la conservazione dei beni archeologici è tipicamente legata a problemi di diversa natura, talvolta parzialmente o completamente visibili, ad ogni modo, durante la fase di studio preliminare, aspetti specifici come la sequenza storica, eventuali fasi di rimozione di materiale, interazione terreno-struttura, devono essere necessariamente correlati a fenomeni geologici e geotecnici [Lollino et al. 2006], poichè la corretta interpretazione delle diverse evidenze, consente di stimare la frequenza e la natura degli eventi estremi che si sono abbattuti sulle

aree di interesse archeologico al fine di comprenderne la vulnerabilità.

1.4.2 Il ruolo dell'ingegneria geotecnica nel processo di conservazione dei siti archeologici

In generale, e come precedentemente accennato, la salvaguardia dei monumenti archeologici costituisce un tema rilevante per la comunità scientifica; tra le molteplici discipline coinvolte in un tema a carattere fortemente multidisciplinare, l'ingegneria geotecnica svolge sicuramente un ruolo importante, come ampiamente sottolineato in diversi contributi scientifici [Burland et al. 2004; Riva et al. 1998]. Con riferimento ai siti archeologici, oltre al settore della conservazione [Egglezos et al. 2013; Svolopoulos 2013], del consolidamento, del restauro-anastilosi [Toumbakari 2011], la meccanica dei terreni, e quindi i potenziali movimenti dello stesso, trova ampio spazio nella protezione del patrimonio da eventi estremi quali le frane.

Negli ultimi decenni la problematica connessa all'elevata pericolosità da frana del nostro territorio ha inciso notevolmente sul patrimonio culturale [Pavlova et al. 2017], quindi i concetti di prevenzione e valutazione del rischio sono diventate questioni chiave, soprattutto in Italia, dove le aree archeologiche e i monumenti antichi sono molto diffusi [Gizzi 2008; Iadanza et al. 2013; Parisi et al. 2013; Spizzichino et al. 2018; Quattrone 2016; Del Giudice et al. 2018]. L'analisi del grado di esposizione al fenomeno coinvolge tipicamente approcci differenti e / o combinati relativi a scale temporali e spaziali diverse; tuttavia i siti archeologici sono elementi complessi e sono caratterizzati da un'evoluzione adattativa, solo un esame congiunto del modello geologico / geotecnico dell'area e del modello costitutivo del manufatto consente di comprendere chiaramente lo stato dell'antico edificio e di preservarlo per il futuro [D'Agostino et al. 2009].

1.5 Considerazioni conclusive

Le frane sono certamente fra i meccanismi più pericolosi per i siti archeologici, la loro capacità distruttiva è generalmente associata a una rapidità straordinaria su un vasto territorio, ma anche frane lente e localizzate spesso possono danneggiare gravemente i monumenti antichi [Canuti et al. 2009].

Molti studi hanno elaborato procedure e metodologie per identificare e stimare i fattori geologici e geotecnici che influenzano lo stato dei siti monumentali e archeologici [Gizzi 2008; Iriarte et al. 2010; Tarragüel et al. 2012;

Carroll et al. 2018], e gli aspetti più critici sembrano essere legati all'identificazione delle dimensioni dell'area circostante il sito culturale rappresentativo del modello del territorio, soprattutto in condizioni di pericolo multiplo [Gizzi 2008; Quattrone 2016]. Ad ogni modo, la conoscenza della probabile dinamica dei versanti, da attuarsi attraverso lo sviluppo di un modello previsionale per la valutazione delle condizioni di stabilità più o meno complesso, costituisce un valido strumento di mitigazione e di tutela per il patrimonio archeologico italiano.

2

Generalità sulle frane pluvioindotte

2.1 Introduzione

Come accennato nel precedente capitolo, gli eventi pluviometrici sono tipicamente tra i fattori predisponenti i fenomeni di dissesto ed in particolare i movimenti franosi; in Italia le frane più dannose sono innescate da piogge intense o prolungate [Guzzetti et al. 2004] e i movimenti con maggiore capacità distruttiva sono le frane superficiali [Brunetti et al. 2013].

Considerando i notevoli effetti negativi prodotti da questi meccanismi (Fig. 2.1, Fig. 2.2 e Fig. 2.3), la comunità scientifica ha cercato nell'ultimo decennio di sviluppare strumenti di supporto idonei alla protezione del territorio da frane pluvioindotte, così si è assistito ad un progressivo sviluppo degli studi e delle ricerche sulla zonazione della suscettibilità e della pericolosità da frana e, in minor misura, di quelli sulla zonazione del rischio da frana [Fell et al. 2008]. Tuttavia, i prodotti degli studi delle diverse zonazioni non sempre si sono rivelati attendibili e una revisione delle più recenti esperienze di zonazione della suscettibilità e della pericolosità da frana [Cascini et al. 2005] ha evidenziato come le carte di zonazione possano presentare differenti livelli di accuratezza e di affidabilità.

Purtroppo il mancato impiego di un approccio valutativo condiviso ha favorito risultati non chiaramente esplicitati ed inoltre, l'assenza di una terminologia omogenea, ha promosso l'uso improprio dei termini suscettibilità, pericolosità e rischio, troppo spesso impiegati senza alcuna distinzione nelle carte di zonazione.

Nell'ottica di supportare gli sviluppi nella zonazione della suscettibilità, della pericolosità e del rischio, il JTC-1 (Joint ISSMGE, ISRM and IAEG

Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes) ha redatto le Linee Guida "Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning" [Fell et al. 2008] che definiscono: i) la terminologia da utilizzare in campo internazionale; ii) le tipologie e i differenti livelli di zonazione; iii) le linee di indirizzo per l'individuazione di aree che necessitano di una zonazione e pianificazione territoriale per prevenire le conseguenze legate a fenomeni franosi; iv) le scale di zonazione, in relazione alle esigenze e gli obiettivi degli organismi preposti alla pianificazione del territorio e al suo corretto uso; v) le informazioni richieste per i differenti livelli di zonazione, tenendo conto delle differenti tipologie di frana; vi) le indicazioni sull'affidabilità, validità e limiti dei metodi; vii) le raccomandazioni sulla qualifica richiesta per chi effettua la zonazione nonché l'iter che i consulenti dovrebbero seguire nella redazione di zonazioni finalizzate alla pianificazione territoriale.



Figura 2.1: Frane rilevate nelle località di Licciorno e dei Boschi di Corerello dopo l'evento meteorologico estremo che ha interessato la Liguria il 2 ottobre 2013.

Le Linee Guida sono generalmente rivolte alle frane che interessano pendii naturali e ai meccanismi che coinvolgono versanti artificiali includendo scavi, rilevati e opere di sostegno.

Il presente capitolo ha come obiettivo quello di introdurre le frane pluvioindotte, fornire indicazioni sulle diverse classificazioni comunemente usate e chiarire i concetti di rischio, pericolosità e suscettibilità da frana alla luce della terminologia oggi universalmente impiegata nella zonazione e nella gestione del rischio. Gli ultimi paragrafi sono infine dedicati alla scelta della scala di studio per le diverse zonazioni, prestando attenzione ai limiti dell'applicabilità e ai diversi indicatori. La trattazione è una sintesi del contributo "Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning" [Fell et al. 2008].



Figura 2.2: *Frana di Maierato, comune della Calabria, colpito da una violenta frana il 15 febbraio 2010.*



Figura 2.3: *Frana di Sarno del 1998, una delle più gravi tragedie italiane con ben 160 vittime.*

2.2 Definizioni e terminologia

Secondo le definizioni fornite dall'IUGS [Cascini et al. 1997] e dal Comitato Tecnico TC32 dell'International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, con il termine frana si indica il movimento di una massa di roccia, di detrito, o di terreno lungo un versante. La frana viene definita attiva se è attualmente in movimento; a prescindere dal fatto che si tratti di un movimento di primo distacco o di una riattivazione; al contrario, una frana riattivata individua un cinematismo che è nuovamente attivo dopo un tempo più o meno lungo di inattività.

Tutti i fenomeni franosi sono censiti tipicamente in un inventario, ossia in un elenco che contempla la localizzazione, la classificazione, il volume, lo stato di attività, la data di accadimento ed altre informazioni utili a caratterizzare le frane ricadenti all'interno di un'area. La stima, quantitativa o qualitativa, della tipologia, del volume (o dell'area) nonché della distribuzione delle frane esistenti o che potrebbero verificarsi all'interno di una ben determinata zona individua la suscettibilità da frana di un'area. Tale informazione può includere una descrizione della velocità e dell'intensità delle frane esistenti o potenziali, tuttavia sebbene ci si attenda che le frane accadano più frequentemente nelle aree più suscettibili, nell'analisi della suscettibilità il fattore tempo non è esplicitamente considerato. La suscettibilità da frana include le frane che presentano la zona d'innescò all'interno dell'area, o quelle che potrebbero innescarsi all'esterno dell'area ma evolvere al di sopra o retrocedere all'interno della stessa.

La probabilità di accadimento in un assegnato intervallo di tempo del fenomeno è invece definita dalla pericolosità, che individua una condizione con un potenziale tale da causare conseguenze indesiderate. La descrizione della pericolosità da frana dovrebbe includere la localizzazione, il volume (o l'area), la classificazione e la velocità delle frane potenziali, considerando ogni altro materiale che, una volta distaccato dalla sua sede naturale, ne risulta coinvolto.

Il rischio da frana rappresenta invece l'entità della probabilità e della severità delle conseguenze dei fenomeni franosi sulla salute, sulla proprietà e sull'ambiente; spesso è ottenuto come prodotto della probabilità di accadimento di un fenomeno di assegnato volume per le conseguenze attese. Sono tipicamente considerati elementi a rischio: la popolazione, gli edifici e le opere d'ingegneria, le attività economiche, le opere di interesse pubblico, altre infrastrutture e i beni ambientali. Il grado di perdite di un dato elemento o di una serie di elementi posti all'interno di un'area colpita da un fenomeno

franso è espresso attraverso la vulnerabilità, che varia in una scala che va da 0 (nessuna perdita) a 1 (perdita totale). Per le proprietà, la perdita corrisponde all'entità economica del danno, per le persone, la vulnerabilità si fa coincidere con la probabilità di perdita della vita umana. La partizione del territorio in aree o domini omogenei e la loro classifica (ranking) in accordo con i livelli di suscettibilità, pericolosità e rischio da frane attuali o potenziali, ovvero con l'applicabilità di ben definite norme di attuazione, va sotto il nome di zonazione.

2.3 Fenomeni franosi e sistemi di classificazione

Le frane vengono generalmente classificate sulla base di diversi fattori, come ad esempio la velocità di propagazione del fenomeno, il tipo di movimento, la natura del materiale coinvolto [Skempton 1953; Blong 1973; Hungr et al. 2001; Skempton et al. 1969; Vaunat et al. 1994; Leroueil et al. 1996; Sassa 1985]; tuttavia al fine di procedere in maniera corretta alla zonazione di un'area le classificazioni da impiegare sono quelle di Varnes [Varnes 1978], Hutchinson [Hutchinson 1988] o Cruden e Varnes [Cruden et al. 1996], mentre la terminologia impiegata [Cruden et al. 1990], è quella suggerita dall'International Association of Engineering Geology Commission on Landslides (IAEG).

2.3.1 Classificazione di Varnes

L'approccio seguito da Varnes [Varnes 1978] prevede una suddivisione dei movimenti franosi, basata sulla tipologia di movimento e sulla natura del materiale coinvolto, effettuata in corrispondenza dello stato immediatamente antecedente la fase parossistica del movimento (Tab. 2.1).

I meccanismi franosi vengono suddivisi in sei classi, appartengono alla prima classe i crolli fenomeni caratterizzati dal movimento, principalmente in aria, di masse di terreno o roccia in frana. Il movimento prevede la fase di caduta libera del materiale, il moto attraverso salti e rimbalzi e infine il rotolamento di roccia o terreno sciolto. La seconda classe è invece costituita dai ribaltamenti, si tratta di movimenti causati dall'azione di forze esterne che generano un momento ribaltante intorno ad un asse di rotazione posto al di sotto della massa interessata; mentre nella terza classe troviamo i movimenti di scorrimento caratterizzati dallo scivolamento di una massa di terreno in frana lungo superfici di discontinuità presenti all'interno dell'ammasso roccioso. Le superfici di discontinuità possono essere preesistenti o di neoformazione, e sulla base della loro geometria permettono l'individuazione di due sottoclassi: i)

Tipo di movimento	Tipo di materiale		
	Rocce	Terreni	
		grossolani	fini
Crolli	di roccia	di detrito	di terra
Ribaltamenti	di roccia	di detrito	di terra
Scorrimenti rotazionali	di roccia	di detrito	di terra
Scorrimenti traslazionali	di roccia	di detrito	di terra
Espandimenti laterali	di roccia	di detrito	di terra
Colate	di roccia	di detrito	di terra
Frane complesse	Combinazione di 2 o più tipi principali		

Tabella 2.1: *Classificazione delle frane in funzione della tipologia di movimento e di materiale coinvolto [Cruden et al. 1996].*

scorrimenti traslativi, caratterizzati da superfici di scorrimento planari, corrispondenti spesso a discontinuità stratigrafiche o tettoniche come faglie e giunti di stratificazione, e ii) scorrimenti rotazionali, contraddistinti da superfici di scorrimento curve, talvolta di forma quasi circolare con concavità rivolta verso l'alto. Le espansioni laterali interessano tipicamente masse molto fratturate, il moto è provocato da scorrimenti plastici o fenomeni di liquefazione in uno strato profondo su cui poggia la massa in movimento. Completano il quadro le colate e i movimenti complessi. Le prime consistono in fenomeni deformativi con cinematica variabile da lenta a molto rapida; le colate si differenziano dagli scorrimenti per l'assenza di una superficie di scorrimento ben definita. La cinematica di una colata può, in molti casi, essere assimilata a quella di un fluido viscoso in condizioni di moto laminare; infine, i movimenti complessi individuano i meccanismi risultato della combinazione di due o più tipologie di movimenti descritti in precedenza.

2.3.2 Classificazione di Hutchinson

Il sistema sviluppato da Hutchinson [Hutchinson 1968; Hutchinson 1988] non presenta una struttura a matrice, ma utilizza per la classificazione una serie di grandezze come: le dimensioni del materiale, la morfologia, il contenuto di acqua, la velocità, e la cinematica del movimento, focalizzando l'attenzione sui meccanismi di propagazione e rottura. Lavori successivi sono stati elaborati [Hungr et al. 2001] con l'intenzione di correlare i sistemi di Hutchinson e Varnes per le frane simili a flussi.

2.3.3 Classificazione di Cruden e Varnes

La velocità con cui una frana di scivolamento superficiale evolve nel tempo può variare in una scala di diversi ordini di grandezza, concludendosi in qualche secondo o addirittura dopo interi anni; diversi sono i fattori che ne influenzano la velocità di propagazione, tra cui la tipologia di superficie di scorrimento (di neoformazione o preesistente) e le caratteristiche del terreno.

Già nel 1981 Hungr [Hungr 1981] propose una classificazione dei fenomeni franosi sulla base della velocità del movimento e degli eventuali danni associati, realizzando una sorta di scala dei danni analoga a quelle impiegate per i terremoti. La definizione dell'intensità risultava basata su delle ipotesi relative alle conseguenze; tuttavia l'approccio forniva precise soglie di velocità al limite delle diverse classi. Tale sistema è stato in parte modificato e razionalizzato da Cruden e Varnes [Cruden et al. 1996] i quali hanno proposto una classificazione degli eventi franosi sulla base della velocità di propagazione del fenomeno (Tab. 2.2).

Classe	Descrizione	Velocità
7	estremamente rapida	5 m/s
6	molto rapida	3 m/min
5	rapida	1.8 m/h
4	moderata	13 m/mese
3	lenta	1.6 m/anno
2	molto lenta	16 mm/anno
1	estremamente lenta	< 16 mm/anno

Tabella 2.2: *Classificazione delle frane in funzione della velocità di propagazione.*

La determinazione della velocità di un fenomeno franoso è in genere problematica, tuttavia una stima approssimata può essere ottenuta dalla tipologia del fenomeno e dal suo stato di attività [Varnes 1978].

Altri autori hanno suggerito nell'ultimo ventennio un approccio di classificazione diverso [Canuti et al. 1996], che lega la velocità (Tab. 2.3) a diversi fattori tra cui: i) tipologia dell'evento franoso, ii) materiale coinvolto e iii) stato di attività (neoformazione o riattivazione) del fenomeno.

2.4 La zonazione

Il concetto di zonazione riveste un ruolo importante, per non dire fondamentale, nella definizione di corrette misure per la conservazione, gestione e so-

Tipologia	Crollo	Scivolamento				Colamento		
Materiale	Roccia	Roccia		Detrito	Terra		Roccia	Detrito
Stato di attività	–	N	R	–	N	R	–	–
Classe di velocità	6–7	5–6	1–5	1–6	5–6	1–5	1–2	1–7

Tabella 2.3: *Velocità delle frane in base alla tipologia del movimento, al materiale coinvolto ed allo stato di attività (N=neoformazione, R=riattivazione).*

prattutto mitigazione del territorio. Dopo aver introdotto un pò di terminologia, nei contenuti che seguono vengono approfondite le caratteristiche della zonazione della suscettibilità, pericolosità e infine rischio.

2.4.1 Zonazione della suscettibilità

La suscettibilità da frana, come accennato in precedenza (Par. 2.2), individua la probabilità che un determinato fenomeno si verifichi, sulla base delle condizioni locali, in un’area specifica [Brabb 1984]. In altre parole è una misura del grado in cui un territorio potrà essere interessato da frane e dunque una stima del dove i fenomeni potrebbero verificarsi [Guzzetti et al. 1999; Guzzetti et al. 2005a; Carroll et al. 2006; Guzzetti et al. 2006]. La valutazione della suscettibilità non tiene conto quindi nè della ricorrenza temporale dei fenomeni, nè della dimensione della frana; matematicamente esprime solamente la probabilità d’occorrenza spaziale di un dissesto [Chung et al. 1999; Guzzetti et al. 2005a; Carroll et al. 2006]. Diversi autori [Carrara 1983; Brabb 1984; Hansen 1983; Varnes et al. 1984; Soeters et al. 1996; Westen et al. 1997; Aleotti et al. 1999; Chung et al. 1999; Guzzetti et al. 2005a; Carroll et al. 2006; Guzzetti et al. 1999; Crozier et al. 2005] hanno implementato tecniche e metodologie, generalmente suddivisibili in 4 categorie, utili alla valutazione della suscettibilità da frana di un’area.

I metodi diretti, definiti anche di mappatura geomorfologica, si basano essenzialmente sulla mappatura diretta (euristica) del territorio in settori a diverso grado di suscettibilità; sono largamente soggettivi e difficilmente riproducibili.

I metodi euristici invece, spesso indicati anche come modelli ad indici, considerano delle combinazioni qualitative di fattori ritenuti predisponenti alla distribuzione e alla numerosità di frane in un territorio; questi approcci presuppongono una conoscenza dettagliata del legame tra franosità e caratteristiche dei terreni coinvolti e si configurano come approcci soggettivi, strettamente

connessi al parere di un esperto, che attraverso le proprie conoscenze valuta la suscettibilità da frana di un'area. I metodi sono largamente impiegati per la loro semplicità (richiedono come dati di input per la valutazione della suscettibilità le mappe geomorfologiche) e per la loro efficienza in termini di tempi di calcolo; tra i diversi approcci, i più usati risultano il metodo Fuzzy Logic [Chung et al. 2001], l'analisi spaziale multicriteriale [Castellanos et al. 2008], le reti neurali artificiali [Ermini et al. 2004, Li et al. 2012] e dunque più in generale i diversi algoritmi di data mining [Aiding et al. 2019].

I metodi statistici si configurano come approcci sviluppati intorno all'assunzione che i fattori e le condizioni che hanno prodotto frane in passato produrranno frane anche in futuro; le tecniche e i metodi utilizzati sono i più vari, e si sono dimostrati particolarmente adatti a produrre modelli e zonazioni della suscettibilità per territori vasti e molto vasti; tra le più usate si collocano le analisi bivariate e multivariate [Baeza et al. 2001; Lee et al. 2001; Komac 2006] e le reti neurali artificiali [Arora et al. 2004; Gomez et al. 2005; Yesilnacar et al. 2005].

Ed infine i modelli fisicamente basati che prendono in considerazione gli aspetti idrologici, idrogeologici, morfologici e geotecnici del versante, tentando di riprodurre i fenomeni fisici che avvengono nel pendio e che ne determinano instabilità [Montgomery et al. 1994; Wilson et al. 1995; Crosta 1998; Crosta et al. 2003]. Tali modelli sono generalmente composti dall'accoppiamento di due moduli: uno idrologico ed uno di analisi di stabilità.

L'individuazione della propensione del territorio a franare consente la realizzazione di una zonazione dello stesso e quindi la costruzione di mappe della suscettibilità realizzate sulla base di opportune unità cartografiche di riferimento [Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica 1999]. Tra le più usate vi sono:

- le unità geomorfologiche, basate sulle relazioni tra forme e processi geomorfologici di versante; tipicamente danno origine a limiti morfologicamente riconoscibili sul terreno che riflettono differenze geologiche, pedologiche, geomorfologiche, idrologiche e di uso o copertura del suolo;
- le celle (pixel), le quali comportano la suddivisione del territorio in una griglia regolare di dimensione e geometria predefinita;
- le condizioni uniche, ottenute dalla sovrapposizione e intersezione geometrica di diverse mappe tematiche ritenute importanti per spiegare la distribuzione geografica e la numerosità delle frane;

- le unità di versante, ottenute suddividendo il territorio in unità idro-morfologiche elementari, delimitate da linee di drenaggio (impluvi) e spartiacque (displuvi);
- le unità amministrative, che utilizzano suddivisioni territoriali, quali ad esempio le particelle catastali, i limiti comunali o provinciali.

In altre parole una mappa di suscettibilità contiene informazioni riguardanti l'individuazione della distribuzione spaziale delle frane esistenti o potenziali all'interno di una fissata area di studio ed è completata da informazioni inerenti: i) la distanza di propagazione di frane esistenti e potenziali; ii) la velocità delle frane esistenti e potenziali; iii) e intensità del fenomeno esistente o potenziale.

L'approccio non prevede la stima della frequenza di accadimento (probabilità annuale) del verificarsi dell'evento ma valuta separatamente la propensione di un versante al collasso e le aree, all'interno delle quali le frane, a partire da una zona di innesco, potrebbero propagarsi o regredire. Il processo considera l'inventario delle frane verificatesi in passato, congiuntamente all'individuazione delle aree nelle quali la franosità potrà manifestarsi in futuro.

Una carta di zonazione della suscettibilità può essere il risultato di analisi condotte a scala di bacino (Fig. 2.4(b)), o anche ad una scala più ampia (Fig. 2.4(a)), tuttavia la scelta dell'ampiezza dell'area da studiare influenza profondamente il dettaglio e l'affidabilità dei risultati ottenuti (Fig. 2.4); tipicamente al crescere della scala di indagine corrisponde una perdita di accuratezza dovuta all'applicazione di modelli più semplificati.

Descrittori di suscettibilità

Notevoli benefici possono derivare dall'impiego, nel lavoro di zonazione, di descrittori condivisi per rappresentare il livello di suscettibilità, ma più in generale anche di pericolosità e di rischio da frana. Con riferimento alla suscettibilità è da sottolineare che la standardizzazione dei descrittori rappresenta un'operazione complessa per una serie di motivi tra cui: i) l'impossibilità di valutare in maniera quantitativa e oggettiva le condizioni geologiche, geotecniche, topografiche e climatiche predisponenti la franosità; ii) l'individuazione di pochi descrittori capaci però poi di descrivere svariate situazioni; iii) le difficoltà insite nella possibilità di prevedere il comportamento di evoluzione del fenomeno e la superficie areale eventualmente coinvolta nei meccanismi di rottura; iv) e la stima dell'intervallo temporale all'interno del quale si ritiene

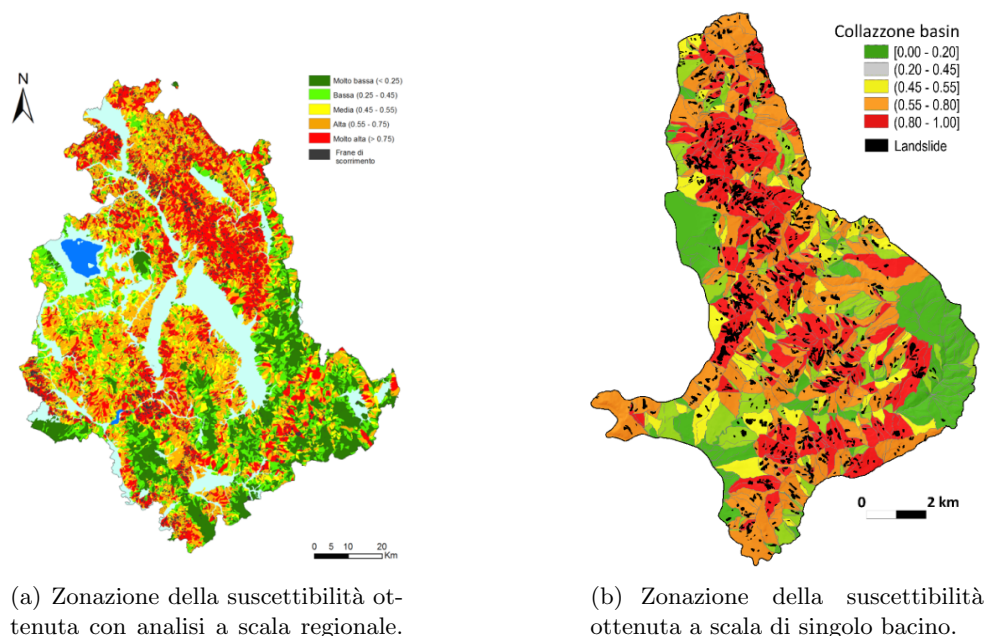


Figura 2.4: Prodotti di un'analisi di suscettibilità territoriale [Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica 1999; Rossi et al. 2010].

che le frane possano verificarsi, poichè questa informazione rientra nella stima della pericolosità. Ad ogni modo, è talvolta possibile fare riferimento a 2 soli descrittori di suscettibilità, suscettibile e non suscettibile, ma più utile è esprimere il grado di suscettibilità in maniera quantitativa (Tab. 2.4).

Gli output della stima quantitativa della suscettibilità possono essere sia relativi che assoluti, in generale le tecniche di gestione dei dati consentono di valutare preliminarmente il significato relativo dei fattori predisponenti e, quindi, di individuarne la combinazione che meglio di ogni altra può oggettivare la distribuzione spaziale delle frane esistenti. I valori quantitativi di suscettibilità ottenuti attraverso tali tecniche sono riclassificati per ottenere classi di suscettibilità (per esempio, alta, media e bassa suscettibilità). Per una stima in termini assoluti, la suscettibilità può essere analizzata attraverso approcci deterministici simili a quelli impiegati nello studio della stabilità dei pendii.

Descrittori della suscettibilità	Frane di piccole dimensioni	Frane di grandi dimensioni
<i>(a) Descrittori per suscettibilità quantitativa</i>		
Relativi	Punteggi ai fattori predisponenti individuati mediante tecniche di trattamento dati	
Assoluti	Coefficiente di sicurezza da analisi di stabilità	Coefficiente di sicurezza da analisi di stabilità
<i>(b) Descrittori per suscettibilità relativi</i>		
Analisi geomorfologica di campo	Numero di frane per km ²	Presenza o assenza di frane e loro grado di conservazione. Presenza o assenza di indicatori di attività.
Carta indice o carta tematica	Sovrapposizione delle carte indice con o senza ponderazione	

Tabella 2.4: La tabella sintetizza i descrittori di suscettibilità che consentono una valutazione quantitativa della stessa.

2.4.2 Zonazione della pericolosità

La pericolosità può essere espressa come la frequenza, in termini di probabilità annuale di accadimento delle frane potenziali, che compete a frane di assegnata tipologia, volume e velocità.

La zonazione dovrebbe contemplare la franosità dell'intera area di studio, comprendendo quindi sia le frane che pur sviluppandosi a quote inferiori, rispetto a quelle dell'area studio, potrebbero regredire al suo interno, sia di meccanismi che pur innescandosi a quote superiori dell'area studio potrebbero propagarsi nell'interno di questa ultima.

La zonazione della pericolosità prende avvio dagli esiti della zonazione della suscettibilità da frana con l'aggiunta della stima della frequenza di accadimento delle frane potenziali.

Descrittori di pericolosità

Anche per la zonazione della pericolosità, è importante l'individuazione di descrittori condivisi; ora il modo con cui descrivere la pericolosità di un determinato fenomeno dipende essenzialmente dalla frana. Tipicamente per le frane di piccole dimensioni e per i crolli in roccia, la pericolosità è descritta in

Descrittore della pericolosità	Frane di piccole dimensioni (Numero/km ² /anno)	Frane di grandi dimensioni (Probabilità annuale di attivazione)
Molto elevato	> 10	10 ⁻¹
Elevato	1 - 10	10 ⁻²
Moderato	0.1 - 1	10 ⁻³ - 10 ⁻⁴
Basso	0.01 - 0.1	10 ⁻⁵
Molto basso	< 0.01	< 10 ⁻⁶

Tabella 2.5: *Descrittori raccomandati nella zonazione della pericolosità [Fell et al. 2008], per fenomeni franosi che interessano pendii naturali.*

termini di numero di eventi per lunghezza delle aree d'innescio/anno o come numero di eventi per km² dell'area d'innescio/anno. Per le frane di grandi dimensioni la pericolosità è descritta in termini di probabilità annuale che le frane si riattivino ovvero, per frane attive, in termini di probabilità annuale che gli spostamenti o le lunghezze di fratture presenti nel corpo di frana superino valori assegnati. Con riferimento ai versanti naturali (Tab. 2.5), i descrittori di pericolosità raccomandati sono essenzialmente 5.

2.4.3 Zonazione del rischio

La zonazione del rischio si basa essenzialmente sui risultati ottenuti dalla zonazione della pericolosità, contemplando allo stesso tempo la stima dei danni potenziali che possono verificarsi nei confronti di:

- persone (probabilità annuale di perdita di vite umane);
- proprietà (probabilità annuale di perdita del valore del bene);
- beni ambientali (probabilità annuale di perdita del valore);

considerando la loro probabilità temporale e spaziale nonché la loro vulnerabilità. Anche per l'individuazione dei livelli diversi di rischio è importante l'individuazione di descrittori condivisi.

Descrittori del rischio

I descrittori raccomandati per la zonazione del rischio, tipicamente fanno riferimento all'utilizzo di criteri di accettabilità/tollerabilità del rischio di perdita di vita umana calcolando i singoli livelli su base annuale e relativamente all'individuo maggiormente esposto al rischio (Tab. 2.6) .

Probabilità annuale di morte della persona maggiormente esposta al rischio in una zona	Descrittori di zonazione del rischio
$> 10^{-3}/\text{anno}$	Molto elevato
da 10^{-4} a $10^{-3}/\text{anno}$	Elevato
da 10^{-5} a $10^{-4}/\text{anno}$	Moderato
da 10^{-6} a $10^{-5}/\text{anno}$	Basso
$< 10^{-6}/\text{anno}$	Molto basso

Tabella 2.6: Esempio di descrittori raccomandati nella zonazione del rischio usando il criterio della perdita di vita umana.

L'elaborazione delle mappe di rischio è una procedura molto complessa, tipicamente svolta a seguito di attività standardizzate; le carte sono redatte a partire dalla carta della pericolosità, introducendo gli elementi a rischio nonché la loro probabilità spazio-temporale e la loro vulnerabilità. L'elaborato finale, redatto in dipendenza della tipologia di elemento esposto (persone o proprietà) deve fornire informazioni di tipo topografico ma anche catastale e prevedere la rappresentazione del sistema di classificazione scelto per la zonazione delle aree.

La zonazione del rischio per aree di nuovo insediamento viene effettuata stimando il potenziale sviluppo urbano di un luogo, se la stessa area è sottoposta ad un rischio associato a diverse fenomenologie (per esempio, crolli in roccia e frane superficiali), i rischi associati a ciascuna fenomenologia possono essere sommati in modo da ottenere il rischio totale.

Ad ogni modo la scelta di redigere carte differenziate in relazione alla tipologia del fenomeno e quindi una carta del rischio complessivo, rappresenta una valida possibilità sia per le aree urbane esistenti che per quelle potenziali.

2.5 Considerazioni conclusive

La zonazione di un territorio è un valido strumento per le politiche territoriali, tipicamente è condotta ai fini di pianificazione su scala regionale, locale e di sito, ed i prodotti della zonazione sono: i) l'inventario dei fenomeni franosi; ii) le carte tematiche di suscettibilità, rischio e pericolosità; iii) la relazione di accompagnamento.

Il tipo ed il livello di dettaglio della zonazione, nonché la scala di rappresentazione, vengono scelte in base all'obiettivo della zonazione e da una serie

numerosa di altri fattori tra cui: i) la fase di sviluppo del piano regolatore o del progetto ingegneristico che si intende realizzare; ii) la tipologia di sviluppo urbano; iii) la classificazione, lo stato di attività, il volume o l'intensità dei fenomeni franosi, iv) i fondi economici disponibili; v) la quantità e la qualità dei dati disponibili; vi) la storia dell'area da zonare e l'evoluzione dell'uso del suo territorio; vi) l'accuratezza richiesta con riferimento ai confini della zonazione; e infine vii) l'uso di processi complementari o collegati, come i programmi di pianificazione e i piani di controllo dello sviluppo urbano, in base ai quali si dà avvio ad una zonazione di maggior dettaglio da condurre a scala di sito. Per la pianificazione territoriale e lo sviluppo urbano le indicazioni sui tipi e i livelli di zonazione, nonchè sulle scale di applicabilità, sono ormai codificate e definite (Tab. 2.7); ad ogni modo, il passaggio da analisi condotte su piccola scala ad analisi a larga scala influenza i risultati poichè modelli sempre più complessi possono essere usati al diminuire della superficie dell'area indagata (Tab. 2.8).

Finalità	Tipo di zonazione			Livello di zonazione			Scale di applicabilità
	Inventario	Suscettibilità	Pericolosità	Preliminare	Intermedio	Avanzato	
Zonazione a scala regionale							
Informativa	X	X		X			da 1:25,000
Consultiva	X	X	(X)	X	(X)		a
Prescrittiva			non raccomandata				1:250,000
Zonazione a scala locale							
Informativa	X	X	X	X	(X)		da 1:5,000
Consultiva	(X)	X	X	X	X	X	a
Prescrittiva		(X)	X		X	X	1:25,000
Zonazione a scala di sito							
Informativa			non raccomandata				da 1:5,000
Consultiva			non usata comunemente				a
Prescrittiva		(X)	X		X	X	1:1,000
Progettuale		(X)	(X)		(X)	X	

Tabella 2.7: Raccomandazioni sui tipi, livelli e scale di zonazione [Fell et al. 2008]; X = applicabile, (X) = potrebbe essere applicabile.

Ora valutando gli impatti che le frane continuano ad avere sul nostro territorio, appare evidente che sebbene la zonazione sia un valido strumento di supporto per la pianificazione territoriale, il carattere estremo degli eventi pluviometrici attuali rende questo strumento non sufficiente a garantire una tutela adeguata al nostro territorio.

Una risposta concreta, corretta e sostenibile che potrebbe essere di supporto alle politiche di mitigazione è invece rappresentata dai modelli previsionali, ossia metodologie capaci di simulare la risposta del territorio dato un evento in input. In questa direzione si muove il presente lavoro di tesi, con l'intento di supportare la definizione di una metodologia di lavoro, che affianchi alla zona-

Livello	Scala	Parametri rappresentativi	Metodo di analisi	Obiettivo
I	1:100,000 1:50,000	dati storici di danneggiamento	empirico-storica	innesco
II	1:25,000 1:10,000	indicatori sintetici F, I_{cr}	equilibrio limite diffusione 1D	innesco
III	1:5,000 1:500	velocità media	metodi numerici 1D/2D (De Saint Venant)	propagazione
IV	1:1,000 1:500	stato di sforzo, deformazione, pressione interstiziale	FEM	innesco
			metodi <i>Meshless</i>	innesco, propagazione

Tabella 2.8: La tabella sintetizza i parametri rappresentativi, i metodi possibili di analisi e l'obiettivo corrispondenti ad una determinata scala di lavoro.

zione la previsione, al fine di tutelare, salvaguardare e conservare un territorio unico come quello italiano.

3

Modelli previsionali per frane indotte da pioggia

3.1 Introduzione

Considerando la frequenza con cui piogge intense e prolungate si stanno manifestando alle nostre latitudini, valutare la potenziale occorrenza di frane pluvioindotte è di interesse sia scientifico che sociale. Per la previsione spaziale (geografica) e temporale di popolazioni di frane in territori ampi e diversificati, due sono tipicamente gli approcci più impiegati: i) i modelli empirici e ii) i modelli fisicamente basati.

I primi si basano essenzialmente sull'osservazione diretta del fenomeno, i secondi sulla descrizione fisica del processo. In entrambi i casi, le metodologie possono quantificare il livello di sicurezza definendo le soglie intensità/durata capaci di portare il versante in condizioni di equilibrio limite, o anche quantificando il coefficiente di sicurezza F_s (o grandezze da questo derivate).

In questo lavoro di tesi, pur illustrando brevemente i metodi empirici attualmente più diffusi per la previsione di frane pluvioindotte, si focalizza l'attenzione sui metodi fisicamente basati che quantificano il grado di sicurezza del pendio attraverso un fattore scalare F_s definito come il rapporto tra: τ_f , che rappresenta la resistenza ultima a taglio del terreno e τ_m che è invece la resistenza mobilitata.

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_m} \quad (3.1)$$

τ_f nell'ipotesi di mezzo rigido plastico perfetto è espressa attraverso il criterio di Mohr Coulomb:

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \cdot \tan\phi' = c' + (\sigma_n - u)\tan\phi' \quad (3.2)$$

dove c' e ϕ' rappresentano rispettivamente la coesione efficace e l'angolo di attrito efficace del terreno, mentre σ'_n è la tensione efficace normale lungo la superficie di scorrimento. Le proprietà di resistenza del terreno (c' e ϕ') sono indici del materiale che variano in funzione delle dimensioni e della forma dei grani, della mineralogia, della velocità di deformazione, delle condizioni di drenaggio, della temperatura e del grado di saturazione [Schrefler et al. 2010]. Valori del coefficiente di sicurezza F_s strettamente maggiori di 1 denotano condizioni di stabilità, valori unitari rappresentano invece condizioni di equilibrio limite.

3.2 Modelli empirici

L'approccio empirico si basa su osservazioni continue di frane e variabili climatiche (solitamente pioggia e temperatura) al fine di individuare un legame tra fattori predisponenti il fenomeno estremo e l'evento stesso. Tra i metodi più diffusi si collocano le soglie pluviometriche empiriche, e gli approcci sviluppati considerando i cataloghi storici degli eventi franosi.

3.2.1 Soglie empiriche

Gli approcci più diffusi per valutare le soglie pluviometriche di innesco, definite come il livello superato il quale cambiano le condizioni del sistema [White et al. 1996], sono tipicamente empirici e analizzano registrazioni congiunte di eventi di frane e variabili climatiche (solitamente pioggia o temperatura), valutando variazioni nell'occorrenza, frequenza o velocità di attivazione di le frane. Nel caso in cui siano considerati solo gli eventi di pioggia innescanti, la maggior parte degli autori [Caine 1980; Guzzetti et al. 2005b] definisce la soglia pluviometrica come il limite inferiore degli eventi di pioggia sotto il quale non si hanno mai frane; altri invece [Crozier 1999], considerano la soglia come il limite superiore, sopra il quale le frane avvengono sempre. Nel caso in cui, invece, siano presi in esame anche gli eventi di precipitazione che non provocano frane, la soglia rappresenta la linea che meglio separa le precipitazioni innescanti da quelle non innescanti [Lumb 1975; Jibson 1989a; Corominas et al. 1999; Marchi et al. 2002; Zezere et al. 2002; Giannecchini 2005].

Nel piano intensità-durata, le soglie pluviometriche che hanno innescato frane sono espresse dalla relazione:

$$I = c + a \cdot D^b \quad (3.3)$$

Autore	Tipologia di frana	Soglia individuata
Caine [Caine 1980]	Debris flow e frane superficiali	$I = 14.82 \cdot D^{-0.39}$
Innes [Innes 1983]	Tutti i tipi	$I = 4.93 \cdot D^{-0.495}$
Jibson [Jibson 1989a]	Debris flow	$I = 30.53 \cdot D^{-0.57}$
Clarinzia et al. [Clariza et al. 1996]	Frane superficiali	$I = 10.00 \cdot D^{-0.77}$
Crosta & Frattini [Crosta et al. 2001]	Frane superficiali	$I = 0.48 + 7.2 \cdot D^{-1}$
Cannon & Gartner [Cannon et al. 2005]	Debris flow	$I = 7.00 \cdot D^{-0.60}$
Hong et al. [Hong et al. 2007]	Debris flow e frane superficiali	$I = 12.45 \cdot D^{-0.42}$
Guzzetti et al. [Guzzetti et al. 2005b]	Tutti i tipi	$I = 2.20 \cdot D^{-0.44}$

Tabella 3.1: Alcune soglie pluviometriche globali presenti in letteratura.

in cui I rappresenta l'intensità di pioggia, D la durata, c risulta quasi sempre nullo (la soglia pluviometrica nel piano $D - I$ è una semplice legge di potenza), a e b sono dei parametri. Le soglie empiriche sono molto diffuse, in letteratura numerose equazioni sono state ricavate dai diversi autori considerando molteplici tipologie di meccanismi franosi. In particolare alcune relazioni di letteratura e individuate a scala globale vengono qui riportate per completezza di trattazione (Tab. 3.1).

La prima soglia pluviometrica globale è stata ottenuta a partire da 73 eventi di pioggia estremi avvenuti in diverse parti del mondo [Caine 1980]; non sempre considerando la tipologia di meccanismo franoso [Innes 1983]. La soglia ricavata nel 1989 da Jibson [Jibson 1989a] è invece stata ottenuta considerando il limite inferiore delle precipitazioni predisponenti gli eventi franosi e altri eventi di pioggia di intensità minore. Soglie empiriche per gli scorrimenti superficiali sono state implementate da diversi studiosi [Clariza et al. 1996; Crosta et al. 2001], mentre per i debris flow solo nel 2007 è stata proposta la prima relazione di soglia sulla base dei dati satellitari [Hong et al. 2007]. Approccio diverso è stato seguito per la definizione dei parametri a e b , attraverso approccio Bayesiano, utile alla valutazione delle grandezze più idonee a rappresentare i dati di precipitazione predisponenti gli eventi franosi [Guzzetti et al. 2005b]. Le soglie globali hanno l'obiettivo di determinare il livello minimo (inferiore) globale sotto al quale le frane non avvengono mai, indipendentemente dalle condizioni morfologiche, geologiche, di uso del suolo locali e dei pattern di precipitazione locali. Di conseguenza, questa tipologia di soglie presenta il vantaggio di poter essere applicata globalmente, per aree molto estese, ma proprio per questo le potenzialità applicative sono limitate in quanto tendono a generare un numero elevato di falsi allarmi. Questo problema viene in parte superato dalla definizione delle soglie empiriche regionali [Franceschini 2012]; tipicamente valide in aree caratterizzate da condizioni meteorologiche, climatiche e fisiografiche simili. Diversi autori negli ultimi decenni

hanno lavorato alla definizione di una relazione durata-intensità capace di caratterizzare gli eventi pluviometrici estremi, ottenendo diverse relazioni valide per alcune regioni italiane ed europee (Fig. 3.1).

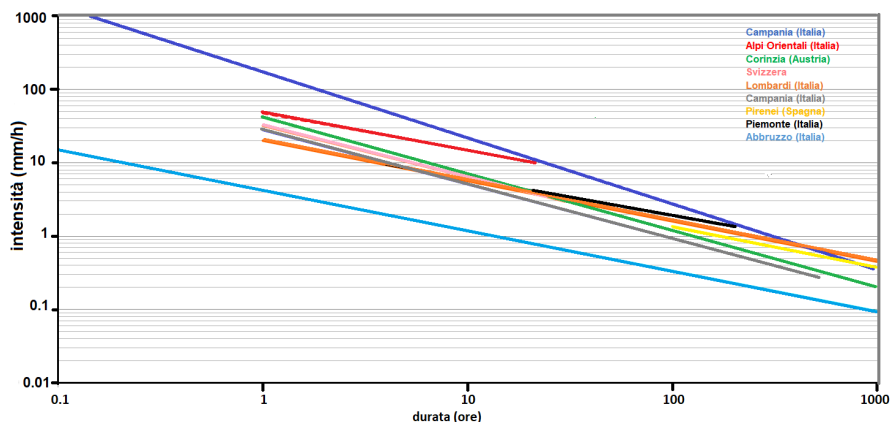


Figura 3.1: Alcune delle soglie pluviometriche italiane, e più in generale europee, presenti in letteratura [Guadagno 1991; Paronuzzi et al. 1998; Moser et al. 1983; Zimmermann et al. 1997; Aleotti 2004; Corominas et al. 2005; Calcaterra et al. 2000; Ceriani et al. 1992; Brunetti et al. 2010].

Maggiormente peculiari e quindi difficilmente esportabili risultano le soglie locali [Cancelli et al. 1985; Zezere et al. 2005], valide in aree con estensione ridotta (da pochi km^2 a qualche centinaio di km^2) e valutate empiricamente per non molte aree del mondo (Fig. 3.2).

3.2.2 Modelli storici-empirici

L'approccio storico-empirico [Jomelli et al. 2004; Polemio et al. 2010; Gariano et al. 2015] tipicamente confronta i cataloghi storici di frane con i record di pioggia e temperatura, coprendo alcuni o molti decenni senza però superare gli ultimi due secoli.

Un secondo approccio empirico, sfrutta invece i dati paleo-ambientali per ricostruire registrazioni di antiche frane, e per analizzare i periodi di aumento / diminuzione dell'attività di scorrimento [Stoffel et al. 2006; Borgatti et al. 2010; Sewell et al. 2015].

Le opere che adottano un approccio storico empirico si concentrano principalmente sui debris flow, le frane poco profonde e i crolli in roccia che si sono verificate in un intervallo di tempo che va dalla metà del XIX secolo ad oggi; in

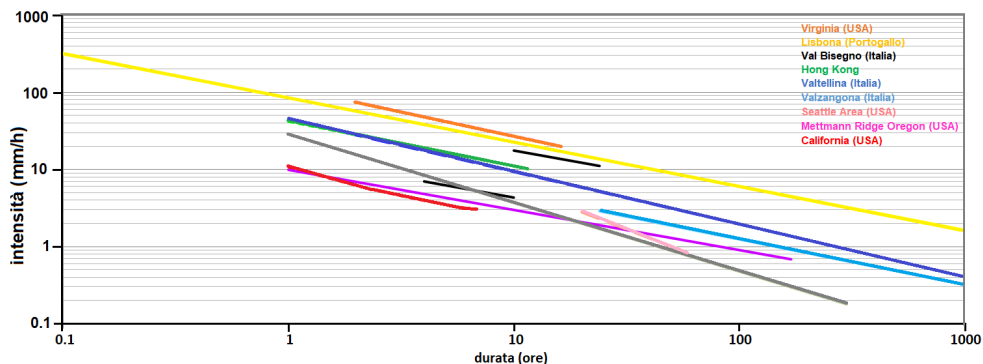


Figura 3.2: Alcune delle soglie pluviometriche locali riportate in letteratura [Wieczorek et al. 2000; Cancelli et al. 1985; Jibson 1989b; Baum et al. 2005; Cevasco et al. 2010; Carraro et al. 1987; Cevasco et al. 2000; Floris et al. 2000; Zezere et al. 2005; Bhusan et al. 1987].

particolare gli approcci considerano le precipitazioni e la temperatura (principalmente su scala temporale mensile) come variabili meteorologiche rilevanti. Quando il modello empirico viene sviluppato per aree piccole, informazioni importati per la comprensione della relazione tra frana e pioggia derivano da report non specialistici, materiale fotografico e rassegna stampa locale.

3.3 Modelli fisicamente basati

Le soglie pluviometriche rappresentano sicuramente un importante strumento previsionale, facilmente implementabile in un sistema di allerta regionale e valido anche per porzioni estese di territorio. L'approccio non fornisce alcuna informazione sui processi idrologici coinvolti in una frana, e di fatto non consente la totale comprensione del meccanismo in atto. Approcci più recenti, i cosiddetti modelli fisicamente basati [Terlien et al. 1995; Pack et al. 1998; Van Asch et al. 1999; Baum et al. 2002; Crosta et al. 2003; Savage et al. 2004], sono stati invece sviluppati con l'obiettivo di considerare, nello studio delle condizioni di stabilità di un versante, la reciproca interazione tra le condizioni topografiche dell'area, le proprietà fisico-meccaniche del terreno e il rapporto tra la durata della pioggia e il tempo caratteristico del processo transitorio di filtrazione [Montgomery et al. 1994; Wu et al. 1995; Iverson 2000; Savage et al. 2003].

I modelli fisicamente basati si basano quindi su un'analisi accoppiata condotta attraverso l'impiego di un modello idraulico per l'analisi dell'evoluzione della pressione interstiziale ($\Psi(Z, t)$) e un modello meccanico, geotecnico, per la valutazione delle condizioni di stabilità.

Nei modelli fisicamente basati, l'analisi quantitativa della deformazione del versante e dei processi di infiltrazione che si verificano in pendii potenzialmente instabili, si basa sull'osservazione che l'instabilità legata alle frane pluvio-indotte coinvolge spessori di terreno piccoli rispetto alla lunghezza del versante, ed il versante presenta tipicamente una pendenza costante con superficie di scorrimento parallela al piano campagna. In queste condizioni, l'effetto dell'infiltrazione delle precipitazioni sull'evoluzione, nel tempo e nello spazio delle pressioni nei pori della copertura, può essere determinato mediante una semplice equazione unidimensionale di bilancio di massa [Bear 1972]. Definita la distribuzione del campo di pressione interstiziale, la stabilità del versante viene tipicamente individuata con il metodo all'equilibrio limite del pendio indefinito [Abramson et al. 2002].

A scala di bacino, o anche a scale maggiori, l'applicazione dei metodi avviene dopo una discretizzazione dell'area in una griglia di celle regolari (Fig. 3.4(a)), e per ciascuna cella della griglia (Fig. 3.4(b)), a seconda dell'approccio fisicamente basato impiegato, i modelli richiedono la definizione di diversi parametri [Brunetti et al. 2014] come: i) le caratteristiche topografiche del versante (pendenza); ii) caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni coinvolti; iii) profondità della superficie di scorrimento e della superficie piezometrica; nonché iv) la storia delle precipitazioni. L'output generalmente restituito è il livello di sicurezza tipicamente espresso attraverso due indicatori: il coefficiente di sicurezza (F_s) o, l'intensità critica (I_c), ossia quell'intensità di pioggia che, per un'assegnata durata, causa un evento franoso.

Tra i più noti modelli fisicamente basati, che valutano la previsione da frana pluvioindotta attraverso il coefficiente di sicurezza F_s (o grandezze da questo derivate), ci sono SINMAP, GEOtop e TRIGRS, mentre tra i modelli che valutano il livello di sicurezza attraverso l'intensità critica troviamo SHALSTAB e CRF [Salciarini et al. 2008; Salciarini et al. 2012]. Nei paragrafi successivi, è presente una panoramica generale sui metodi citati, una descrizione più approfondita è dedicata invece al codice TRIGRS [Baum et al. 2002] che costituisce la base teorica del modello sviluppato in questo lavoro di tesi.

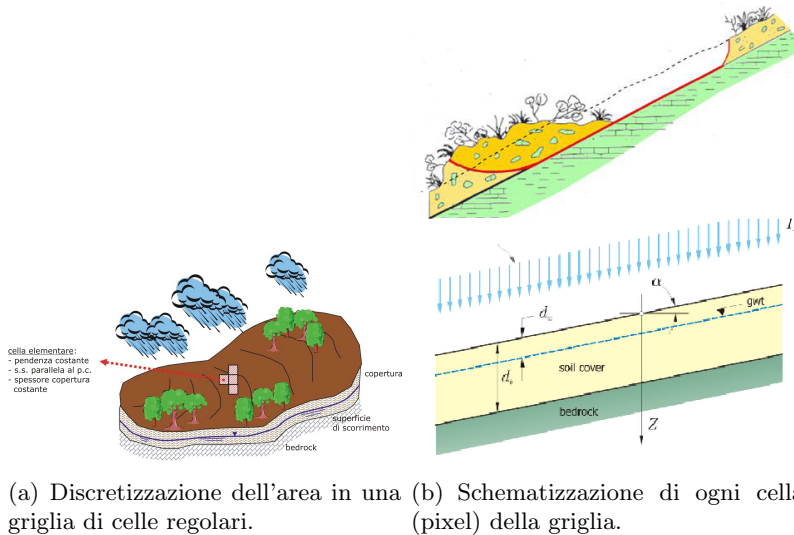


Figura 3.3: La discretizzazione adottata dai modelli FB implica la divisione dell'area in celle regolari e la definizione di opportuni parametri di input per ciascuna cella della griglia, schematizzata come un singolo pendio indefinito. Nella figura 3.4(a) viene individuato il sistema di riferimento che il codice TRIGRS impiega nella definizione delle diverse equazioni implementate.

3.3.1 SHALSTAB

SHALlow STABility, SHALSTAB, è un modello fisicamente basato sviluppato per studiare movimenti superficiali innescati da fenomeni meteorici intensi. Le condizioni di stabilità del versante vengono descritte da un modello che accoppia, ad un semplice modello idrologico stazionario per la descrizione in condizioni di moto permanente del processo di filtrazione che avviene in direzione parallela al pendio, il modello meccanico di pendio indefinito [Borga et al. 1998]. Per ogni cella della griglia, SHALSTAB assume costanti: i) lo spessore della coltre; ii) le caratteristiche idrauliche, fisiche e meccaniche del suolo [Sorbino et al. 2010]. Il codice, che utilizza lo schema di calcolo proposto nel 1994 [Montgomery et al. 1994], assegnati i dati di input, fornisce l'intensità critica di pioggia per l'area esaminata (ricavata imponendo la condizione $F_s = 1$).

3.3.2 CRF

CRF, acronimo di Critical Rainfall [Salciarini et al. 2008], è un modello in grado di fornire soglie di intensità di pioggia critiche (ID) partendo dall'assunzione $F_s = 1$ nel modello meccanico del pendio indefinito. L'approccio, sviluppato fondamentalmente secondo due versioni, prevedeva inizialmente il raggiungimento delle condizioni più critiche della pressione interstiziale lungo la superficie di scorrimento al termine della pioggia, successivamente dopo la fine dell'evento pluviometrico (CRF-v2 [Salciarini et al. 2012]). In particolare, il lasso di tempo che intercorre per il raggiungimento delle condizioni di maggiore criticità è strettamente connesso alla durata dell'evento; tanto più breve è la pioggia tanto più tempo impiegano le pressioni interstiziali a raggiungere il valore di picco.

L'approccio associa ad un modello di infiltrazione transiente, lo schema di pendio indefinito consentendo la stima dell'intensità di pioggia capace di determinare la rottura di un pendio, per una data durata e per assegnate caratteristiche meccaniche e geometriche del versante stesso.

Con riferimento allo schema di pendio indefinito (Fig. 3.4) con pendenza pari ad α , e considerando che la potenziale superficie di rottura si trova in prossimità del contatto fra il materiale costituente la coltre, relativamente permeabile e con scadenti caratteristiche meccaniche, e il bedrock alla base, relativamente impermeabile e con caratteristiche meccaniche migliori, la condizione di equilibrio limite, nel rispetto del criterio di Mohr-Columb (Eq. 3.2), per la coltre considerata è espressa dalla seguente relazione:

$$\frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c - \psi^* \gamma_w \tan \phi}{\gamma_s d_{lb} \cos \alpha \sin \alpha} = 1 \quad (3.4)$$

in cui la superficie piezometrica e l'infiltrazione iniziale sono assunte parallele al piano campagna, e i simboli, non definiti in precedenza, assumono i seguenti significati: i) ψ rappresenta l'altezza piezometrica, ii) γ_w è il peso specifico dell'acqua, iii) γ_s rappresenta il peso per unità di volume del terreno, e iv) d_{lb} è la generica profondità.

Il valore critico delle pressioni, ψ^* , che conduce il pendio allo stato limite, è definito risolvendo l'equazione precedente (Eq. 3.4) in funzione di ψ^* :

$$\psi^* = \frac{c'}{\gamma_w \tan \phi} + \frac{\gamma_s d_{lb} \cos^2 \alpha}{\gamma_w} \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \phi} \right) \quad (3.5)$$

Nel caso di coperture sature, la variazione nello spazio e nel tempo dell'altezza piezometrica all'interno del versante, è governata dalla seguente equazione di conservazione monodimensionale [Iverson 2000]:

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} = D_\alpha \frac{\partial^2 \psi}{\partial Z^2} \quad (3.6)$$

dove Z è la coordinata verticale, pari a $Z = z/\cos\alpha$ con z coordinata nella direzione ortogonale al pendio, mentre $D_\alpha = D_0/\cos^2\alpha$, in cui D_0 è la diffusività idraulica del terreno (nota anche come coefficiente di consolidazione). Le condizioni iniziali e al contorno della Eq. 3.6 sono date dalle seguenti relazioni:

$$\psi(Z, 0) = (Z - d_Z)\beta \quad (3.7)$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial Z}(\infty, t) = \beta \quad (3.8)$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial Z}(0, t) = \begin{cases} -(I_Z/K_Z) + \beta & t \leq T \\ \beta & t > T \end{cases} \quad (3.9)$$

In cui T è pari alla durata della pioggia, la costante β è definita come $\beta = \cos^2\alpha - (I_Z/K_Z)_{steady}$, con I_Z pari al flusso di superficie in direzione Z e K_Z la conducibilità idraulica nella direzione Z . Quindi la quantità $(I_Z/K_Z)_{steady} = (I_Z/K_Z)\cos\alpha$, rappresenta la componente stazionaria in direzione Z della velocità delle particelle d'acqua verso la superficie piezometrica. In genere si verifica che $(I_Z/K_Z)_{steady} \ll (I_Z/K_Z)$.

Per un'assegnata durata t_{end} di pioggia e per un assegnato valore dell'intensità I_Z , l'equazione che permette la valutazione della distribuzione delle pressioni ad una profondità $Z = d_{lb}$ è la seguente:

$$\psi(d_{lb}, t) = \begin{cases} (d_{lb} - d_w)\beta + 4(I_Z/k_Z)S(d_{lb}, t) & t \leq t_{end} \\ (d_{lb} - d_w)\beta + 4(I_Z/k_Z)[S(d_{lb}, t) - S(d_{lb}, t - t_{end})] & t > t_{end} \end{cases} \quad (3.10)$$

con:

$$S(d_{lb}, t) = \sum_{m=1}^{\infty} \left[\frac{1}{\sqrt{\pi}} \sqrt{T} \exp \left[-\frac{(2m-1)^2}{T} \right] - (2m-1) \operatorname{erfc} \left[\frac{(2m-1)}{\sqrt{T}} \right] \right] \quad (3.11)$$

dove T è pari o a t o a $t - t_{end}$, erfc è la funzione d'errore complementare e m è il numero degli sviluppi in serie, definito a priori in dipendenza del tipo di analisi che si vuole effettuare, infine d_w rappresenta la profondità della superficie piezometrica valutata a partire dal piano campagna.

Per un'assegnata durata t_{end} di pioggia, supponendo che si calcoli la distribuzione delle pressioni al termine della pioggia e che la rottura si verifichi al contatto con il contorno impermeabile, sostituendo $\psi(d_{lb}, t) = \psi^*$ nella Eq. 3.10, a partire dall'Eq.

3.5, e risolvendo in funzione di $I_Z = I_c$, dove I_c è proprio l'intensità di pioggia critica, si ottiene:

$$I_c(d_{lb}, t_{end}) = \frac{k_Z}{4[S(d_{lb}, t) - S(d_{lb}, t - t_{end})]} \cdot \left[\frac{c'}{\gamma_w \tan \phi} + \frac{\gamma_s d_{lb} \cos^2 \alpha}{\gamma_w} \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \phi'} \right) - (d_{lb} - d_w) \beta \right] \quad (3.12)$$

L'Eq. 3.12 fornisce l'intensità di pioggia I_c che causa instabilità nel terreno alla profondità d_{lb} per una durata della pioggia pari a t_{end} . Il principale risultato ottenuto con CRF_v2 è che la coppia (I_c, t_{end}) rappresenta una soglia di pioggia deterministica e specifica per il sito in esame espressa come funzione delle caratteristiche geotecniche e idrauliche del pendio.

3.3.3 GEOTop

GEOTop [Rigon et al. 2006; Endrizzi et al. 2013] è un modello spazialmente distribuito, basato sulla soluzione numerica dell'equazione di Richards espressa nello spazio a 3 dimensioni. Il codice consente la modellazione di diversi processi quali: i) bilancio acqua-energia; ii) moto dell'acqua nei terreni saturi e insaturi; iii) ruscellamento superficiale delle acque meteoriche; iv) flusso turbolento all'interfaccia suolo-atmosfera; tuttavia richiede diversi dati di input. Oltre alle caratteristiche topografiche, fisico-meccaniche dell'area, sono necessarie informazioni [Formetta et al. 2014] sulla temperatura dell'aria, l'umidità relativa, le onde corte di radiazione, e altri parametri come il contenuto residuo e saturo di acqua, la curva di ritenzione idrica del suolo di Van Genuchten e i parametri numerici per i criteri di convergenza. L'approccio restituisce come risultato le mappe di umidità del suolo, suzione e l'oscillazione della falda freatica a diverse profondità.

3.3.4 SINMAP

Stability Index MAPping (SINMAP), è un'estensione di ArcView capace di produrre una mappatura della pericolosità sulla base di un fattore scalare definito indice di stabilità Pack et al. 1998. L'approccio fisicamente basato accoppia, al modello di pendio indefinito, impiegato per il calcolo proprio dell'indice di stabilità, un modello idrologico stazionario basato sulla topografia dell'area analizzata. Il codice consente un'analisi relativamente rapida [Thiebes et al. 2016] della suscettibilità su ampie aree anche con disponibilità di dati limitata (Pack et al. 1998 Pack et al. 1996, Pack et al. 2005), per questo la sua applicabilità è piuttosto diffusa [Morrissey et al. 2001; Zaitchik et al. 2003a; Zaitchik et al. 2003b; Meisina et al. 2007; Thiebes et al. 2007; Weerasinghe et al. 2007].

3.3.5 Il codice TRIGRS

TRIGRS, acronimo di Transient Rainfall Infiltration and Grid-based Regional slope Stability, è un modello fisicamente basato che esegue l'analisi transitoria del processo di infiltrazione usando la soluzione linearizzata dell'equazione di Richards [Iverson 2000]. Il modello, implementato in linguaggio Fortran, è stato sviluppato inizialmente per condizioni di terreno completamente saturo [Baum et al. 2002] e successivamente ampliato a condizioni di coperture superficiali non sature [Baum et al. 2008]. Come già precedentemente anticipato (Par. 3.3), il codice opera su un'area discretizzata in celle regolari, dove ogni pixel rappresenta un pendio indefinito (Fig. 3.3).

La condizione di equilibrio limite, si raggiunge quando lungo la superficie di scorrimento posta alla profondità Z , le sollecitazioni di taglio mobilitate (τ_m), uguagliano lo sforzo di taglio disponibile (τ_f) espresso dal criterio di Mohr-Coulomb (Eq. 3.2).

Esprimendo u in termini di altezza piezometrica ψ , il coefficiente di sicurezza del pendio rispetto al movimento di scivolamento lungo la superficie di scorrimento è pari a:

$$F(Z, t) = \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} + \frac{c' - \psi(Z, t)\gamma_w \tan \phi}{\gamma_s Z \sin \alpha \cos \alpha} \quad (3.13)$$

dove le grandezze usate hanno il significato in precedenza definito (Par. 3.3.2).

A causa della variazione di Ψ nel tempo (t), legata al processo di infiltrazione, in condizioni transitorie F_s varia sia con Z che con t ; tale variabilità è descritta dall'equazione di equilibrio per la fase liquida:

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} \frac{d\theta}{d\psi} = \frac{\partial}{\partial Z} \left[k_s k_r(\psi) \left(\frac{1}{\cos^2 \alpha} \frac{\partial \Psi}{\partial Z} - 1 \right) \right] \quad (3.14)$$

In cui θ rappresenta il contenuto volumetrico di acqua mentre k_s e k_r sono rispettivamente la permeabilità satura e quella relativa del terreno. Le quantità θ e k_r sono legate all'altezza piezometrica attraverso la curva di ritenzione del terreno e le relative funzioni di permeabilità, secondo il modello esponenziale di Gardner [Gardner 1958]:

$$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \exp(a_\alpha \cdot \psi + 1) \quad k_r(\psi) = \exp(a_\alpha \psi + 1) \quad \psi \leq -\frac{1}{a_\alpha} \quad (3.15)$$

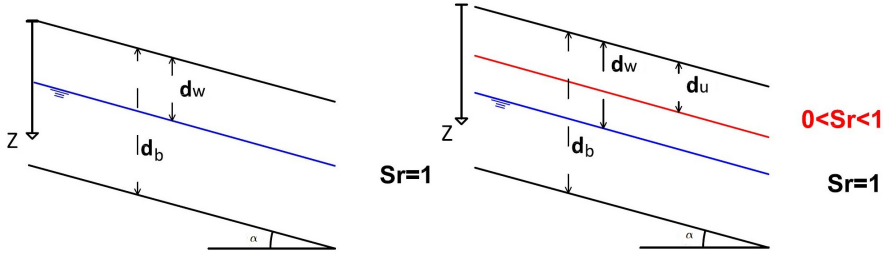
θ_r rappresenta il contenuto volumetrico di acqua residuo mentre θ_s è il contenuto di acqua nel terreno a saturazione; a è invece una costante del materiale.

Il modello di Gardner consente la soluzione in forma chiusa [Srivastava et al. 1991] dell'Eq. 3.14, che si semplifica notevolmente nel caso di condizioni monodimensionali e terreno saturo, assumendo la forma vista nell'Eq. 3.6. Quindi, D_α è il coefficiente di consolidazione monodimensionale corretto rispetto alla pendenza del versante α :

$$D_\alpha = \frac{D_0}{\cos^2 \alpha} = \frac{1}{\cos^2 \alpha} \frac{k_s E_{ed}}{\gamma_w} \quad (3.16)$$

Le Eq. 3.14 e 3.6 possono essere risolte una volta definite opportunamente le condizioni iniziali ($\psi_0(Z) = \psi(Z, 0)$) e al contorno inferiore $Z = d_b$ e superiore ($Z =$

0). La condizione al contorno del flusso in corrispondenza del piano campagna è valutata a partire dalla storia temporale dell'intensità delle precipitazioni $I(t)$. Le soluzioni si particolarizzano (Fig. 3.4) a seconda che il terreno sia in condizioni di completa saturazione ($Sr = 1$) o parziale saturazione ($0 < Sr < 1$).



(a) Schematizzazione del problema in condizioni di completa saturazione della coltre.
(b) Schematizzazione del problema in condizioni di parziale saturazione della coltre.

Figura 3.4: Schemi di calcolo impiegati dal codice per la soluzione del problema di stabilità.

Soluzioni in forma chiusa per terreno saturo

La soluzione in forma chiusa dell'equazione di diffusione (Eq. 3.6) per terreni saturi [Baum et al. 2002], si basa sulla soluzione di Iverson [Iverson 2000] estesa a problemi di tasso di infiltrazione variabile e bedrock posto a profondità finita d_b . Al fine di considerare la variabilità del processo di infiltrazione, si discretizza l'intervallo di tempo di studio del fenomeno in N passi temporali tali che $\Delta t_{n+1} = t_{n+1} - t_n$, con $n = 0, \dots, (N - 1)$ e $t_0 = 0$, mentre $t_N = t_{fin}$ in modo da avere:

$$I(t) = I_{n+1} = \text{cost} \quad \text{per } t \in [t_n, t_{n+1}] \quad (n = 1, \dots, N - 1) \quad (3.17)$$

In questo modo l'altezza piezometrica è data da:

$$\begin{aligned} \psi(Z, t) = & [Z - d_w]\beta + \\ & + 2 \sum_{n=0}^{N-1} \frac{I_n}{k_s} \left[H(t - t_n) [S_1(Z, t - t_n)] + S_2(Z, t - t_n) \right] \\ & - 2 \sum_{n=0}^{N-1} \frac{I_n}{k_s} \left[H(t - t_{n+1}) [S_1(Z, t - t_{n+1})] + S_2(Z, t - t_{n+1}) \right] \end{aligned} \quad (3.18)$$

Nell'Eq. 3.18, $\beta = \cos^2_\alpha - (I_{LT}/k_s)$ è un coefficiente funzione della pendenza del versante e del flusso in condizioni stazionarie, d_w è la profondità in condizioni stazionarie del pelo libero della falda, misurata lungo Z , $H(x)$ è la funzione a gradino di Heaviside; mentre le funzioni $S_1(Z, \tau)$ e $S_2(Z, \tau)$ sono rispettivamente pari a:

$$S_1(Z, \tau) = \sqrt{D_\alpha \tau} \sum_{m=1}^{\infty} ierfc \frac{(2m-1)d_b - (d_b - Z)}{2\sqrt{D_\alpha \tau}} \quad (3.19)$$

$$S_2(Z, \tau) = \sqrt{D_\alpha \tau} \sum_{m=1}^{\infty} ierfc \frac{(2m-1)d_b + (d_b - Z)}{2\sqrt{D_\alpha \tau}} \quad (3.20)$$

in cui d_b è la profondità dello strato impermeabile e $ierfc$ è la funzione errore complementare, pari a:

$$ierfc(x) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-x^2) - x \cdot erfc(x) \quad (3.21)$$

Durante ogni fase di calcolo, il codice controlla che sia rispettato il seguente limite fisico:

$$\psi(Z, t) \leq Z\beta$$

in altre parole, l'altezza piezometrica, $\psi(Z, t)$, non può superare il valore che si otterrebbe ipotizzando condizioni di flusso stazionario con pelo libero della falda a piano campagna; quando il codice rileva tale anomalia agisce riducendo il valore di $\psi(Z, t)$ al valore $Z\beta$.

Soluzione in forma chiusa per condizioni di terreno insaturo

La soluzione in forma chiusa [Baum et al. 2008] delle espressioni precedenti (Eq. 3.14 e Eq. 3.15) si ottiene considerando la copertura di terreno costituita da due strati (Fig. 3.4).

Quello inferiore costituisce la zona satura, mentre quello superiore si estende fino al piano campagna. Con riferimento alla stessa discretizzazione temporale definita nel paragrafo precedente (Par. 3.3.5), l'altezza piezometrica nella zona non satura è pari a:

$$\psi(Z, t) = \psi_0 + \frac{\cos_\alpha}{a_\alpha} \ln \frac{\chi(Z, t)}{k_s} \quad \text{con} \quad \psi_0 = \frac{1}{a_\alpha} \quad (3.22)$$

e

$$\begin{aligned} \chi(Z, t) = & \sum_{n=0}^{N-1} \left[H(t - t_n) [Q_1(Z) - Q_2(Z) S_3(Z, t - t_n)] - \right. \\ & \left. \sum_{n=0}^{N-1} \left[H(t - t_{n+1}) [Q_1(Z) - Q_2(Z) S_3(Z, t - t_{n+1})] \right] \right] \end{aligned} \quad (3.23)$$

in cui

$$Q_1 = I_n - [I_n - k_s \exp(a_\alpha \psi_0)] \exp[-a_\alpha (d_u - Z)] \quad (3.24)$$

$$Q_2 = -4I_n - I_{LT} \cdot \exp\left(\frac{a_\alpha Z}{2}\right) \quad (3.25)$$

$$S_3(Z, \tau) = \exp\left(\frac{D_\psi \tau}{4}\right) \sum_{m=0}^1 \frac{\sin[A_m a_\alpha (d_u - Z)] \sin(A_m a_\alpha d_u)}{1 + a_\alpha d_u/2 + 2A_m^2 a_\alpha d_u} \exp(-A_m^2 D_\psi \tau) \quad (3.26)$$

$d_u = d_w - 1/a$ è la profondità verticale della frangia capillare, $D_\psi = a_\alpha k_s / (\theta_s - \theta_r)$ e A sono le radici positive della caratteristica pseudo-periodica di equazione:

$$\tan(A a_\alpha d_u) + 2A = 0 \quad (3.27)$$

che, nell'implementazione di TRIGRS, sono trovati numericamente da combinazione di metodi tra cui bracketing, bisezione e Newton-Raphson. L'infiltrazione verticale genera delle oscillazioni della falda valutabili considerando una discretizzazione della verticale in M elementi uniformi di spessore $\Delta Z_{k+1} = Z_{k+1} - Z_k$ con $k = 0, \dots, M-1$, $Z_0 = 0$ e $Z_M = d_b$. Il volume di acqua, che per unità di area si accumula nella parte superiore della frangia capillare è pari a:

$$V_A(t) = \int_0^t q_{ex}(d_u, \tau) d\tau \quad (3.28)$$

e viene valutato numericamente integrando il flusso in eccesso a $Z = d_u$. In particolare q_{ex} è pari a:

$$q_{ex} = \begin{cases} 0 & \text{quando } q(d_u, t) \leq c_d(q_{max} - I_{LT}) \\ q(d_u, t) - c_d(q_{max} - I_{LT}) & \end{cases} \quad (3.29)$$

mentre

$$q(d_u, t) = \sum_{n=0}^{N-1} \left[H(x)(t - t_n) [I_n - Q_2(d_u) S_4(d_u, t - t_n)] - \sum_{n=0}^{N-1} \left[H(x)(t - t_{n+1}) [I_n - Q_2(d_u) S_4(d_u, t - t_{n+1})] \right] \right] \quad (3.30)$$

e S_4 è pari a:

$$S_4(Z, \tau) = \exp\left(\frac{D_\psi \tau}{4}\right) \sum_{m=1}^1 \frac{A_m \sin(A_m a_\alpha (d_u))}{1 + a_\alpha d_u/2 + 2A_m^2 a_\alpha d_u} \exp(-A_m^2 D_\psi \tau) \quad (3.31)$$

Il coefficiente c_d (Eq. 3.29), è pari ad 1 quando il bedrock si trova a profondità infinita, in tutti gli altri casi assume valori minori dell'unità. Il volume V_a (Eq. 3.28), viene comparato con il volume di pori effettivamente disponibili, $V_f(Z, t)$, dato da:

$$V_f(Z, t) = (\theta_s - \theta_r)[d_u - Z + T(Z, t)] \quad (3.32)$$

con

$$T(Z, t) = \frac{1}{k_s} \int_{d_u}^Z \chi(\zeta, t) d\zeta \quad (3.33)$$

dove $\chi(\zeta, t)$ è dato dall'Eq. 3.23. La nuova posizione della falda viene calcolata considerando l'elemento k per cui risulta che:

$$V_f(Z_k, t) \leq V_A(t) \leq V_f(Z_{k+1}, t) \quad (3.34)$$

d_u viene quindi valutata interpolando linearmente tra Z_k e Z_{k+1} .

La variazione di altezza piezometrica nello strato saturo viene calcolata (Eq. 3.6) con la condizione al contorno $\delta_{\psi hn} = \beta h_n$ in corrispondenza della posizione iniziale della falda freatica per n_{th} intervallo temporale [Salciarini et al. 2017].

$$Z' = Z - d_u \quad d'_b = d_b - d_u \quad (3.35)$$

La variazione di altezza piezometrica, nello spazio e nel tempo, per il caso di bedrock alla profondità finita è data da:

$$\begin{aligned} \Delta\psi(Z', t) = & \sum_{n=0}^{N-1} \Delta\psi_{hn} H(t - t_n) \left[S_5(Z', t - t_n) + S_6(Z', t - t_n) \right] - \\ & \sum_{n=0}^{N-1} \Delta\psi_{hn} H(t - t_{n+1}) \left[S_5(Z', t - t_{n+1}) + S_6(Z', t - t_{n+1}) \right] \end{aligned} \quad (3.36)$$

dove S_5 e S_6 sono rispettivamente pari a:

$$S_5(Z', \tau) = \sum_{m=1}^{+\infty} (-1)^{m+1} \operatorname{erfc} \left[\frac{(2m-1)d'_b - Z'}{2\sqrt{D_\alpha \tau}} \right] \quad (3.37)$$

$$S_6(Z', \tau) = \sum_{m=1}^{+\infty} (-1)^{m+1} \operatorname{erfc} \left[\frac{(2m-1)d'_b - Z'}{2\sqrt{D_\alpha \tau}} \right] \quad (3.38)$$

Un'ulteriore espressione, basata sullo sviluppo in serie di Fourier, e valida durante il processo transitorio è riportata nel contributo del 2008 di Baum [Baum et al. 2008].

Modello per il calcolo del runoff

Il fenomeno del runoff o di ruscellamento superficiale dell'acqua lungo il pendio è determinato da un'intensità di pioggia eccedente la permeabilità del terreno. E' evidente la necessità di operare, in fase di analisi, una corretta redistribuzione delle portate idriche non infiltratesi in alcune celle ma in celle della griglia adiacenti.

Il modello adottato da TRIGRS per il runoff prevede di calcolare l'infiltrazione I in ogni cella della griglia come:

$$I = P + R_u \quad (3.39)$$

dove:

- P è la precipitazione che si abbatte sulla cella;
- R_u è l'acqua di ruscellamento superficiale proveniente da celle poste a monte, rispetto alla cella considerata.

Se l'infiltrazione I supera la massima infiltrabilità del suolo I_{max} , con $I_{max} = k_s$, la quantità eccedente data da:

$$I - I_{max} = R_d \quad (3.40)$$

costituisce R_d , cioè l'acqua di runoff, che viene distribuita, istantaneamente e automaticamente, da TRIGRS alle celle adiacenti poste a valle di quella considerata.

Per ogni step di calcolo, il codice garantisce il rispetto del bilancio di massa.

3.4 Considerazioni conclusive

Nei paragrafi precedenti si è più volte evidenziato come i modelli fisicamente basati si distinguano da quelli empirici proprio per la capacità dei primi di riprodurre il processo fisico di innesco della frana attraverso una descrizione analitica del problema. A fronte di risultati sicuramente più affidabili, i modelli fisicamente basati richiedono per la loro applicazione la conoscenza peculiare dell'area di studio che include: i) informazioni topografiche, ii) caratterizzazione fisico-macchanica dei terreni, e iii) caratterizzazione idrogeologica dell'area di studio. Se la ricostruzione del profilo topografico non rappresenta un problema rilevante, la caratterizzazione fisico-meccanica accurata delle coltri superficiali di terreno non è sempre disponibile per motivi economici, pratici, ma anche per errori legati agli strumenti (di sito e laboratorio) che effettuano le prove [Salciarini et al. 2020]. Quindi ad un approccio deterministico del problema di stabilità, che assume le variabili di input prive di incertezza, si preferisce un approccio probabilistico che considera le grandezze in input variabili random caratterizzate da una aleatorietà descritta da una funzione densità di probabilità (*pdf*). Il coefficiente di sicurezza F_s viene quindi ad essere valutato in termini di probabilità di collasso PoF , esprimibile come la probabilità che $F_s \leq 1$.

Un punto chiave nell'analisi dell'affidabilità di un modello previsionale probabilistico è rappresentato dalla definizione delle grandezze di input da considerare variabili

casuali e dalla scelta delle funzioni di densità di probabilità più appropriate a descrivere la variabilità spaziale delle variabili aleatorie. Nel capitolo che segue (Cap. 4), sono riportate le principali caratteristiche delle funzioni di distribuzione di probabilità più usate nell'ambito dell'ingegneria geotecnica, successivamente (Cap. 5) vengono riportati i metodi impiegati per lo studio di processi multivariati che consentono di definire la variabilità di una grandezza dipendente da una serie di variabili random.

Caratterizzazione stocastica di variabili aleatorie

4.1 Introduzione

I terreni e le rocce sono tipicamente descritti da parametri caratterizzati da una notevole variabilità [Fenton et al. 2008], in particolare le proprietà meccaniche del suolo mostrano la loro aleatorietà, non solo da sito a sito e all'interno di una data stratigrafia, ma spesso anche all'interno di coltri omogenee, come conseguenza dei processi naturali di deposizione [Lacasse et al. 1996]. Oltre alla variabilità naturale di un parametro (incertezza aleatoria) le proprietà del terreno sono caratterizzate da un'incertezza epistematica [Calvello 2012], legata alla mancanza di una diretta conoscenza della grandezza da stimare e quindi all'incertezza dei modelli adottati per descrivere un determinato fenomeno [Caira 2006]; tale tipologia di incertezza include: i) l'incertezza di misura, legata ad errori sistematici (bias) ed errori casuali (precisione), ii) l'incertezza statistica legata ad informazioni limitate e quindi condizionata dalla tecnica di stima utilizzata, ed infine iii) l'incertezza di modello, dovuta alle idealizzazioni fatte nella formulazione fisica del problema. Mentre l'incertezza epistematica può essere ridotta, l'incertezza aleatoria non può in alcun modo essere eliminata; ad una stima deterministica delle caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno è opportuno preferire un approccio probabilistico secondo cui le variabili aleatorie vengono ad essere definite attraverso il valore medio, la deviazione standard (o coefficiente di variazione) e la funzione di distribuzione di probabilità [Nadim 2007]. In altre parole, la caratterizzazione del terreno secondo un approccio probabilistico risulta una metodologia idonea per molti problemi di ingegneria geotecnica, compresi quelli strettamente legati all'instabilità di versanti; tuttavia al fine di ottenere previsioni affidabili è di fondamentale importanza la corretta definizione stocastica delle singole variabili aleatorie coinvolte nel problema.

In questo capitolo vengono approfonditi i principali aspetti legati alle variabili aleatorie continue, utili a descrivere gli strumenti fondamentali per caratterizzare in maniera stocastica le proprietà fisiche e meccaniche del terreno. Per una maggiore chiarezza di

esposizione, i concetti legati ai fondamentali assiomi validi nella teoria della probabilità moderna [Griffiths et al. 2008; Fenton et al. 2008], sono riportati nell'Appendice A di questa Tesi.

4.2 Variabili casuali e distribuzioni di probabilità

La teoria della probabilità è in generale basata sul concetto di eventi e sulla teoria degli insiemi a questi associata; tuttavia nello sviluppo del calcolo delle probabilità, è spesso utile associare un numero reale $x = X(\omega)$ a qualsiasi risultato ω di ogni prova dell'esperimento casuale. La funzione $X : \Omega \rightarrow R$ che viene ad essere definita rappresenta una variabile aleatoria o casuale.

Le variabili casuali sono particolarmente indicate per problemi di natura ingegneristica tipicamente espressi in termini di quantità numeriche; considerando lo spazio campionario S e l'insieme degli eventi s_1, s_2, \dots, s_n elementari di S , se X è la funzione che associa un numero reale $X(s)$ ad ogni elemento di s , X è una variabile casuale. Ad ogni elemento s , corrisponde un valore $x = X(s)$, ma diversi valori di s possono avere la stessa x . In altre parole x rappresenta la realizzazione della variabile casuale X su cui solo stime circa la probabilità di assumere determinati valori possono essere fatte. Tipicamente le variabili aleatorie si dividono in variabili aleatorie discrete e variabili aleatorie continue, rispettivamente descritte nei Par. 4.2.1 e Par. 4.2.2.

4.2.1 Variabili aleatorie discrete

Quando una variabile casuale assume valori x_1, x_2, \dots, x_n numerabili è definita discreta; in particolare le realizzazioni possono essere in un numero finito o un'infinità numerabile. Ciò che quindi è possibile quantificare è la probabilità che la grandezza ha di assumere ciascuno dei suoi possibili valori; l'insieme di probabilità assegnate a ciascun valore è definito distribuzione di probabilità. La somma delle probabilità, relativa a tutti i possibili valori, è pari all'unità. L'insieme delle coppie ordinate $(X, f_X(x))$ rappresenta la distribuzione di probabilità della variabile casuale discreta X se, per ogni valore possibile di x risulta:

$$0 \leq f_X(x) \leq 1 \quad \sum_{all x} f_X(x) = 1 \quad P[X = x] = f_X(x)$$

in cui $f_X(x)$ è definita funzione di massa di probabilità di X . Il pedice X indica quale variabile casuale è governata dalla distribuzione. La variabilità di una grandezza random, può in maniera analoga alla precedente, essere rappresentata attraverso la definizione della funzione di distribuzione cumulata; in particolare la funzione di distribuzione cumulata, $F_X(x)$ di una variabile discreta X , con una funzione di probabilità di massa $f_X(x)$, è definita come:

$$F_X(x) = P[X \leq x] = \sum_{t \leq x} f_X(t)$$

In maniera equivalente, la funzione probabilità di massa $f_X(x)$ può essere ottenuta come:

$$f_X(x_i) = F_X(x_i) - F_X(x_{i-1})$$

4.2.2 Variabili aleatorie continue

Le variabili casuali continue possono assumere un numero infinito di valori, l'intervallo delle probabilità è molto ampio quindi, al fine di evitare che la probabilità di una variabile ad assumere un fissato valore sia nulla, è necessario valutare la probabilità relativa di una grandezza in un intervallo di valori compreso tra gli estremi x e $x + dx$.

La probabilità che la variabile aleatoria X , assuma valori nell'intervallo x e $x + dx$ è pari alla funzione di densità di probabilità $f_X(x)$; in particolare si ha che:

$$P[x < X \leq x + dx] = f_X(x)dx$$

In altre parole, la funzione $f_X(x)$ esprime la probabilità relativa di X di trovarsi in un piccolo intervallo vicino a x , ossia:

$$P[X = x] = f_X(x)dx$$

La funzione $f_X(x)$ rappresenta la funzione di densità di probabilità, *pdf*, per la variabile casuale X , definita nell'insieme dei numeri reali se:

$$\begin{cases} 0 \leq f_X(x) < \infty & \forall -\infty < x < +\infty \\ \int_{-\infty}^{+\infty} f_X(x)dx = 1 \\ P[a < X < b] = \int_a^b f_X(x)dx \end{cases} \quad (4.1)$$

In maniera analoga a quanto visto per le variabili discrete, la funzione di distribuzione cumulata (*cdf*), per una variabile continua X con *pdf* pari a $f_X(x)$ è definita come:

$$F_X(x) = P[X \leq x] = \int_{-\infty}^x f_X(t)dt$$

La *pdf* e la *cdf* consentono di esprimere in maniera equivalente la probabilità associata ad una data grandezza aleatoria; essendo la *cdf* l'integrale della *pdf*:

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx}$$

4.3 Distribuzioni di probabilità per variabili discrete

Generalmente nei campi di applicazione propri delle discipline ingegneristiche, le distribuzioni di probabilità più usate per descrivere la variabilità di grandezze random

discrete sono: i) la distribuzione di Bernulli, ii) la distribuzione binomiale, iii) la distribuzione geometrica, iv) la distribuzione negativa binomiale, v) la distribuzione di Poisson e la vii) distribuzione gamma. Trattazioni di dettaglio circa le caratteristiche di ciascuna distribuzione sono state affrontate da diversi autori [Law et al. 1991a; Law et al. 1991b; Devore 2003], un approfondimento maggiore per le variabili continue è presente invece nei successivi paragrafi di questo capitolo, poiché le proprietà fisiche e meccaniche del terreno sono tipicamente descritte attraverso questa tipologia di distribuzioni teoriche.

4.4 Distribuzioni di probabilità per variabili continue

I fenomeni casuali naturali e continui sono solitamente modellati da un numero relativamente basso di distribuzioni; le più diffuse in ambito ingegneristico vengono descritte nei sottoparagrafi che seguono ponendo particolare attenzione a quelle tipicamente usate per descrivere le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni.

4.4.1 Distribuzione esponenziale

La distribuzione esponenziale (Fig. 4.1), appartiene alla classe di distribuzioni di Bernulli. La distribuzione è spesso usata per descrivere la durata di vita di un fenomeno,

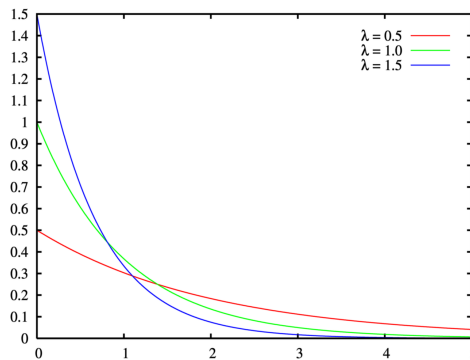


Figura 4.1: Andamento tipico di una distribuzione esponenziale al variare di λ .

se si indica con T_1 l'istante in cui un certo sistema termina il suo lavoro, e T_1 è esponenzialmente distribuita, allora la funzione di densità di probabilità $f_{T_1}(t)$ è definita come:

$$f_{T_1}(t) = \lambda e^{-\lambda t}, \quad \text{per } t \geq 0$$

La funzione di distribuzione cumulata $F_{T_1}(t)$ è invece pari a:

$$F_{T_1}(t) = P[T_1 \leq t] = 1 - e^{-\lambda t}, \quad \text{per } t \geq 0$$

Il valore atteso e la varianza sono rispettivamente pari a:

$$E[T_1] = \frac{1}{\lambda}$$

$$Var[T_1] = \frac{1}{\lambda^2}$$

Se T_1 è il tempo di vita o funzionamento di un sistema, $P(T_1 > t)$ rappresenta la probabilità che il sistema funzioni ancora all'istante t . Se, a parità di t , questa funzione assume valori più grandi per un sistema piuttosto che un altro, allora il primo ha un miglior grado di sopravvivenza, quindi una maggiore affidabilità.

Proprietà di assenza di memoria della legge esponenziale

Una proprietà importante della legge esponenziale è rappresentata dalla cosiddetta assenza di memoria. Per illustrarla intuitivamente, facciamo riferimento al seguente esempio; immaginiamo che T_1 sia il tempo trascorso tra due terremoti in una determinata regione, e T_1 è una variabile aleatoria che segue una distribuzione esponenziale con valore medio pari a 4 mesi, il tasso di arrivo medio, λ è pari a 0.25 terremoti/mese ($1/4 = 0.25$). La probabilità che un terremoto si verifichi entro la metà del primo mese, quindi entro le prime due settimane del mese, è pari a:

$$P[T_1 < 2 \text{ settimane}] = P[T_1 < 0.5 \text{ mese}]$$

$$P[T - 1] = 1 - e^{-0.51 \cdot 0.25} = 0.1175$$

Se per otto mesi nessun terremoto viene registrato nella zona, la probabilità che si verifichi un terremoto nella metà del nono mese dovrebbe essere maggiore di 0.1175. Tuttavia, considerando che in una distribuzione esponenziale ogni istante di tempo rappresenta una prova indipendente rispetto agli altri eventi del processo, la probabilità $P[T_1 < 8.5 | T_1 > 8]$ è uguale alla probabilità $P[T_1 < 2 \text{ settimane}]$; infatti:

$$P[T_1 < 8.5 | T_1 > 8] = \frac{P[8 < T_1 < 8.5]}{P[T_1 > 8]} = \frac{(1 - e^{-8.5 \cdot 0.25}) - (1 - e^{-8 \cdot 0.25})}{e^{-8 \cdot 0.25}} = 0.117$$

In maniera più generale, se T_1 è distribuita esponenzialmente con parametro λ , la proprietà di assenza di memoria fa sì che la probabilità che T_1 sia maggiore di $t + s$ (data da $T_1 > t$), è uguale alla probabilità che T_1 sia maggiore di s , cioè:

$$\begin{aligned} P[T_1 > t + s | T_1 > t] &= \frac{P[T_1 > t + s \cap [T_1 > t]]}{P[T_1 > t]} = \frac{P[T_1 > t + s]}{P[T_1 > t]} \\ &= \frac{e^{-\lambda(t+s)}}{e^{-\lambda \cdot t}} = e^{-\lambda \cdot s} = P[T_1 > s] \end{aligned}$$

La proprietà di assenza di memoria si manifesta quando qualunque sia il tempo trascorso, la probabilità che un evento accada resta invariata. Facendo riferimento al

tempo di vita di un sistema, il tempo residuo di vita non è condizionato dal passato e ha la stessa distribuzione del tempo di vita originario. In altre parole, l'oggetto non subisce logoramento, per cui la sua propensione statistica a rompersi resta invariata. Ovviamente da questo si vede che l'ipotesi di esponenzialità è piuttosto ideale nella pratica, ma la sua comodità matematica fa sì che la si supponga in molti contesti.

4.4.2 Distribuzione gamma

Al fine di definire le principali caratteristiche di una funzione di distribuzione di tipo gamma, consideriamo una sequenza infinita di prove di Bernoulli, una in ogni istante di tempo con tasso medio di successo pari a λ . In particolare definiamo T_K come il tempo per i k_{th} successi nel processo di Poisson; in altre parole T_k è la somma di k variabili distribuite esponenzialmente (E_i) ciascuna caratterizzata dal proprio parametro λ . $T_k = E_1 + E_2 + \dots + E_k$ e T_k ha una *pdf* pari a:

$$f_{T_k}(t) = \frac{\lambda(\lambda t)^{k-1}}{(k-1)!} \cdot e^{-\lambda t}, \quad t \geq 0$$

La particolare forma della distribuzione gamma, deriva da valori di k interi (Fig. 4.2).

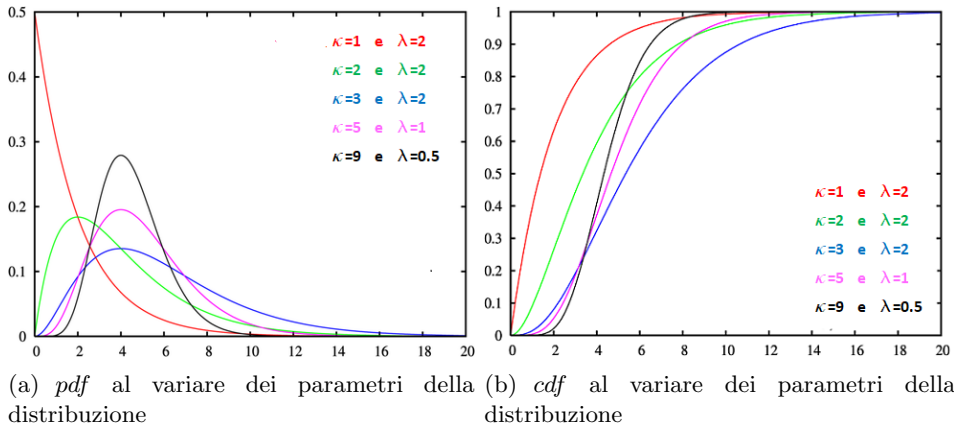


Figura 4.2: Distribuzioni gamma al variare dei parametri k e λ .

La funzione di distribuzione cumulata è pari a:

$$F_{T_k}(t) = P[T_k \leq t] = 1 - e^{-\lambda t} \sum_{j=0}^{k-1} \frac{(\lambda t)^j}{j!}$$

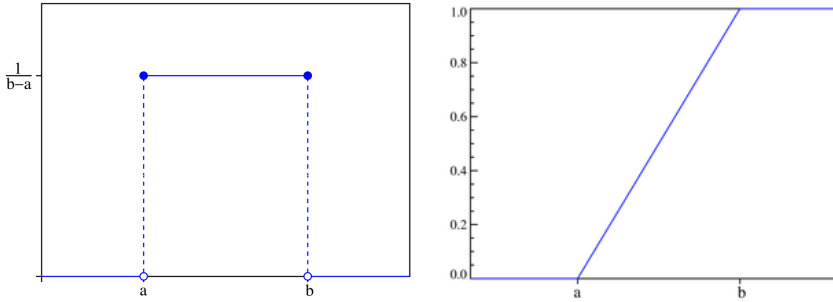
il valore atteso e la varianza della distribuzione sono invece rispettivamente pari a:

$$E[T_k] = \frac{k}{\lambda} \quad (= kE[E_i])$$

$$\text{Var}[Y] = \frac{k}{\lambda^2} \quad (= k\text{Var}[E_i])$$

4.4.3 Distribuzione Uniforme

La distribuzione uniforme è la più semplice tra le distribuzioni continue; in particolare è caratterizzata da un valore costante della *pdf* per tutto il campo di variabilità di una grandezza random (Fig. 4.3(a)). La *pdf* è pari a:



(a) *pdf* per una distribuzione uniforme (b) *cdf* per una distribuzione uniforme

Figura 4.3: L'immagine mostra le forme classiche assunte dalla *pdf* e *cdf* per una distribuzione uniforme.

$$f(x) = \frac{1}{\beta - \alpha}, \quad \alpha \leq x \leq \beta$$

mentre la funzione di distribuzione cumulata (Fig. 4.3(b)) è:

$$F(x) = P[X \leq x] = \frac{x - \alpha}{\beta - \alpha}, \quad \alpha \leq x \leq \beta$$

Tipicamente questa tipologia di distribuzione (Fig. 4.3) è appropriata per variabili caratterizzate da un campo di variabilità definito tra un valore minimo e un valore massimo, la probabilità che ha la grandezza di assumere un valore compreso tra i due estremi è la stessa.

La distribuzione è completamente definita dalla stima del valore atteso:

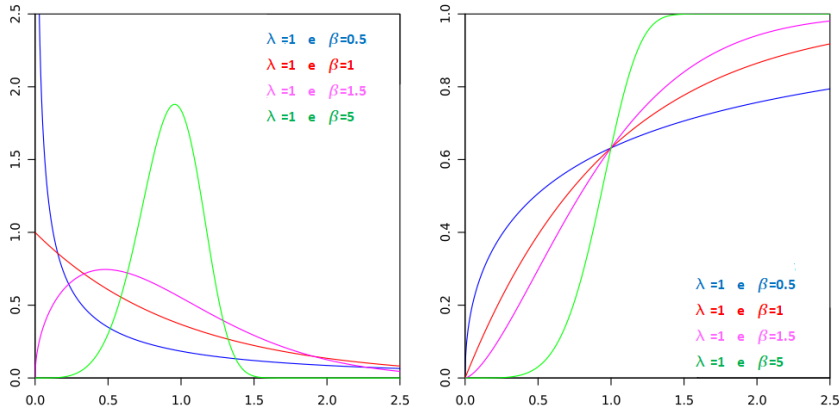
$$E[X] = \int_a^b \frac{x dx}{\beta - \alpha} = \frac{\alpha + \beta}{2}$$

e della varianza.

$$\text{Var}[X] = \int_a^b \frac{x^2}{\beta - \alpha} dx - E^2[X] = \frac{(\beta - \alpha)^2}{12}$$

4.4.4 Distribuzione di Weibull

La distribuzione di Weibull viene tipicamente usata per descrivere la variabilità delle proprietà di resistenza dei materiali e la vita utile dei dispositivi (Fig. 4.4); è caratterizzata da una distribuzione cumulata molto semplice. Se una variabile aleatoria X segue la distribuzione di Weibull, la sua *pdf* ha la seguente forma:



(a) *pdf* di Weibull al variare dei parametri della distribuzione (b) *cdf* di Weibull al variare dei parametri della distribuzione

Figura 4.4: Andamento delle *pdf* e *cdf* di Weibull per $\lambda = 1$ e al variare di β .

$$f(x) = \frac{\beta}{x} (\lambda x)^\beta \cdot e^{-\lambda x^\beta} \quad \text{per } x > 0$$

in cui λ e β sono i parametri della distribuzione, entrambi maggiori di zero. La *cdf* è pari invece a:

$$F(x) = 1 - e^{-\lambda x^\beta} \quad \text{se } x \geq 0$$

Viene impiegata per descrivere sistemi con tasso di guasto variabile nel tempo, come estensione della distribuzione esponenziale che invece prevede tassi di guasto costanti nel tempo (la distribuzione esponenziale è quindi un caso particolare della distribuzione di Weibull, ottenibile ponendo $\beta = 1$). La media di una variabile aleatoria che segue la distribuzione di Weibull è pari a:

$$\mu = \frac{1}{\lambda \cdot \beta} \Gamma\left(\frac{1}{\beta}\right)$$

mentre la varianza risulta:

$$\sigma^2 = \frac{1}{\lambda^2 \beta} \left\{ 2\Gamma\left(\frac{2}{\beta}\right) - \frac{1}{\beta} \left[\Gamma\left(\frac{1}{\beta}\right) \right]^2 \right\}$$

dove Γ è la funzione gamma, comunemente riportata nelle tabelle matematiche.

4.4.5 Distribuzione di Rayleigh

La distribuzione non-negativa di Rayleigh viene tipicamente usata nella simulazione di processi random normalmente distribuiti. Considerando due componenti ortogonali, τ_1 e τ_2 , del vettore τ , se le due componenti sono variabili indipendenti e uniformemente distribuite con media nulla e medesima varianza s^2 , allora il vettore lunghezza, $|\tau| = \sqrt{(\tau_1^2 + \tau_2^2)}$ segue la distribuzione di Rayleigh con *pdf* pari a:

$$f(x) = \frac{x}{s^2} \exp\left\{-\frac{x^2}{2 \cdot s^2}\right\}, \quad x \geq 0$$

$$F(x) = 1 - e^{-\frac{1}{2} \cdot (x/s)^2} \quad x \geq 0$$

La distribuzione di Rayleigh è quindi un caso particolare della distribuzione di Weibull, caratterizzata da una media pari a:

$$\mu = s \sqrt{\frac{\pi}{2}}$$

e una varianza di:

$$\sigma^2 = \left(2 - \frac{\pi}{2}\right) \cdot s^2$$

4.4.6 Distribuzione normale

Nella teoria della probabilità la distribuzione normale, o di Gauss, è la distribuzione di probabilità continua più diffusa poichè capace di descrivere la variabilità di fenomeni di tipo additivo, in altre parole la somma di n variabili casuali con media e varianza finite tende naturalmente ad una distribuzione normale.

Una variabile casuale generica X , segue la distribuzione normale, se la sua funzione densità di probabilità ha la seguente forma:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2} \cdot \pi} e^{\frac{1}{2} \frac{x-\mu}{\sigma}^2} \quad -\infty < x < +\infty$$

La distribuzione è simmetrica intorno al valore medio μ (la mediana coincide con il valore medio), e il suo massimo valore viene raggiunto proprio in corrispondenza di μ (Fig. 4.5). I punti di flesso della distribuzione, $f(x)$, si manifestano in corrispondenza dei punti: $x = \mu + \sigma$ e $x = \mu - \sigma$.

$$E[X] = \mu$$

$$Var[X] = \sigma^2$$

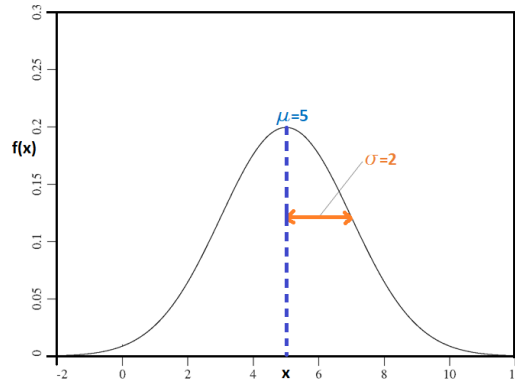


Figura 4.5: Andamento di una distribuzione normale con media pari a 5 e varianza pari a 2.

La distribuzione normale standard

Le probabilità associate alla distribuzione normale devono essere ottenute per integrazione numerica; cioè non esistono soluzioni in forma chiusa che consentono di stimare la *pdf* e la *cdf* di una distribuzione gaussiana. Data la complessità di fornire valori numerici per un set di parametri μ - σ potenzialmente infiniti, nella pratica si procede con l'introduzione di una variabile normale standard $Z = \frac{X-\mu}{\sigma}$, che risulta avere media nulla e varianza unitaria, e che sintetizza in forma tabellare i valori *pdf* per ogni valore di Z . La distribuzione normale standard (Fig. 4.6), spesso indicata con $\Phi(z)$, è definita come:

$$\Phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2} \cdot \pi} e^{-\frac{1}{2}z^2} \quad -\infty < z < +\infty$$

La funzione di distribuzione cumulata, indicata invece con $\Phi(z)$, si ottiene attraverso

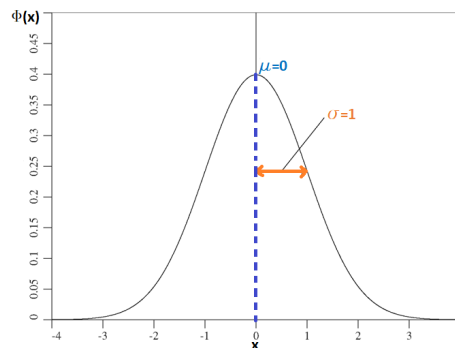


Figura 4.6: Andamento tipico della distribuzione normale standard.

la semplice procedura di standardizzazione. In particolare si ha:

$$\begin{aligned} P[X < x] &= P\left[\frac{X - \mu}{\sigma} < \frac{x - \mu}{\sigma}\right] \\ &= P\left[Z < \frac{x - \mu}{\sigma}\right] \\ \Phi\left(\frac{x - \mu}{\sigma}\right) &= \Phi(z) \end{aligned}$$

In conclusione, la probabilità desiderata può essere valutata consultando le tabelle sviluppate per la distribuzione normale standard, considerando un valore di z pari a $(x - \mu)/\sigma$.

Il Teorema del limite centrale

La distribuzione gaussiana è tipicamente considerata il caso base delle distribuzioni di probabilità continue a causa proprio del suo ruolo nel teorema del limite centrale. In particolare se X_1, X_2, \dots, X_n sono delle variabili casuali arbitrariamente distribuite, e Y rappresenta la loro somma, cioè:

$$Y = X_1 + X_2 + \dots + X_n$$

al tendere di $n \rightarrow \infty$ e per variabili X_n caratterizzate da media e varianza simili, la variabile Y è descritta da una distribuzione di Gauss. Inoltre se le variabili X_n sono tutte uniformemente distribuite allora Y segue la distribuzione di Gauss per ogni n . Quindi se:

$$\tilde{X}_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

e X_1, X_2, \dots, X_n sono campioni indipendenti della popolazione X caratterizzati da una media μ e da una varianza σ^2 , allora

$$\lim_{n \rightarrow \infty} P\left[\frac{\tilde{X}_n - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} \geq x\right] = \Phi(x)$$

In conclusione, la somma di variabili normalmente distribuite è una variabile che segue la distribuzione di Gauss per $n \rightarrow \infty$. Se le distribuzioni delle variabili X_n sono approssimativamente normali, per valori di $n \geq 4$ la variabile Y ha una distribuzione normale, se invece le X_n hanno delle distribuzioni uniformi, sono necessari valori di $n \geq 6$ affinché Y sia ben descritta da una distribuzione di Gauss. Per distribuzioni complesse, n deve essere maggiore di 100 per avere la distribuzione della variabile somma approssimata ad una normale. In formule, per n sufficientemente grande e X_1, X_2, \dots, X_n indipendenti e identicamente distribuite, $Y = X_1 + X_2 + \dots + X_n$ è normalmente distribuita e caratterizzata da un valore medio pari a:

$$\mu_Y = E[Y] = nE[X_i]$$

$$\sigma_Y^2 = \text{Var}[Y] = n\text{Var}[X_i]$$

Se le X_n non sono distribuite in maniera identica, ma sono indipendenti, si ha:

$$\mu_Y = \sum_{i=1}^n E[X_i]$$

$$\sigma_Y^2 = \sum_{i=1}^n \text{Var}[X_i]$$

4.4.7 La distribuzione lognormale

Con riferimento all'ingegneria civile va sottolineato come la distribuzione normale può, a volte, essere poco appropriata per descrivere la variabilità di grandezze per cui valori negativi non hanno senso fisico; in questi casi la distribuzione lognormale risulta essere maggiormente idonea.

Una variabile aleatoria generica X segue la distribuzione lognormale se la sua derivata attraverso il logaritmo segue la distribuzione di Gauss. La funzione densità di probabilità $f(x)$ è pari a:

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma_{\ln x}\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}\right)^2\right] \quad 0 \leq x < \infty$$

La distribuzione è rigorosamente non negativa, quindi è spesso usata per caratteristiche meccaniche del terreno quali angolo di attrito e coesione efficace del terreno, ed è definita quantificando i due parametri, la media e la varianza, rispettivamente pari a:

$$\mu_{\ln x} = E[\ln X]$$

$$\sigma_{\ln x}^2 = \text{Var}[\ln X]$$

Considerando che il $\ln(X)$ è normalmente distribuito, come visto nel precedente paragrafo (Par.4.4.6), la probabilità $P[X \leq a]$ è pari a:

$$P[X \leq a] = P[\ln(X) < \ln(a)] = P\left[\frac{\ln(X) - \mu_{\ln X}}{\sigma_{\ln x}} < \frac{\ln(a) - \mu_{\ln X}}{\sigma_{\ln x}}\right]$$

$$= P\left[Z < \frac{\ln(a) - \mu_{\ln X}}{\sigma_{\ln x}}\right] = \Phi\left(\frac{\ln(a) - \mu_{\ln X}}{\sigma_{\ln x}}\right)$$

dove Z è la variabile normale standard. La media è pari a:

$$\mu_X = E[X] = e^{\mu_{\ln X} + \frac{1}{2}\sigma_{\ln x}^2}$$

mentre la varianza si ottiene come:

$$\sigma_X^2 = \text{Var}[X] = \mu_X^2 (e^{\sigma_{\ln x}^2} - 1)$$

Al contrario, se i parametri μ_X e σ_X^2 sono dati, $\mu_{\ln X}$ e $\sigma_{\ln X}^2$ si ottengono come:

$$\sigma_X^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma_X^2}{\mu_X^2}\right)$$

$$\mu_{\ln X} = \ln(\mu_X) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln X}^2$$

In Fig. 4.7 è mostrato l'andamento di una tipica funzione lognormale, in cui la mediana ha un valore compreso tra la moda e il valore medio e la distribuzione è positivamente distorta.

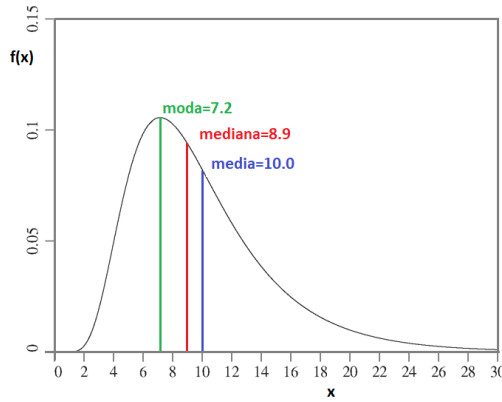


Figura 4.7: Andamento tipico della distribuzione lognormale con $\mu_X = 10$ e $\sigma_X = 5$.

La mediana è effettivamente vista come la caratteristica principale della distribuzione, dal momento che la divide in parti uguali; supponendo di avere x_1, x_2, \dots, x_n osservazioni per la variabile descritta da una distribuzione lognormale X , una stima della media del $\ln(X)$ è pari a:

$$\mu_{\ln X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i)$$

una stima della mediana è invece pari a

$$x = \exp\{\mu_{\ln X}\} = \exp\left\{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i)\right\}$$

La media geometrica, x_g , riferita ad una sequenza di numeri non-negativi è pari a:

$$x_g = (x_1 x_2 \dots x_n)^{1/n} = \exp\{\ln((x_1 x_2 \dots x_n)^{1/n})\} = \exp\left\{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^N \ln(x_i)\right\}$$

Concludendo, per una variabile distribuita secondo una funzione lognormale, la media geometrica è un stima della mediana.

Se $X = Y_1 Y_2 \dots Y_n$ è data dal prodotto di variabili random indipendenti positive Y , ognuna caratterizzata da una data distribuzione con ugual peso, allora:

$$\ln X = \ln Y_1 + \ln Y_2 + \dots + \ln Y_n$$

$\ln X$ tende ad una distribuzione normale con media pari a:

$$\mu_{\ln X} = \mu_{\ln Y_1} + \mu_{\ln Y_2} + \dots + \mu_{\ln Y_n}$$

e varianza pari a:

$$\sigma_{\ln X}^2 = \sigma_{\ln Y_1}^2 + \sigma_{\ln Y_2}^2 + \dots + \sigma_{\ln Y_n}^2$$

mentre X segue quindi la distribuzione lognormale con parametri $\mu_{\ln X}$ e $\sigma_{\ln Y_1}^2$. Generalizzando, se X è pari a:

$$X = \frac{AB}{C} \longrightarrow \ln X = \ln A + \ln B - \ln C$$

con A , B e C variabili indipendenti e descritte da una distribuzione lognormale, la variabile X seguirà la distribuzione lognormale con media e varianza rispettivamente pari a:

$$\begin{aligned} \mu_{\ln X} &= \mu_{\ln A} + \mu_{\ln B} - \mu_{\ln C} \\ \sigma_{\ln X}^2 &= \sigma_{\ln A}^2 + \sigma_{\ln B}^2 + \sigma_{\ln C}^2 \end{aligned}$$

Esplicitando la media geometrica per osservazioni random, il prodotto di n variabili casuali è pari a:

$$X_g = (X_1 X_2 \dots X_n)^{1/n} = X_1^{1/n} \cdot X_2^{1/n} \dots X_n^{1/n}$$

Per il teorema del limite centrale, X_g tende ad una distribuzione lognormale, mentre

$$\ln(X_g) = \ln((X_1 X_2 \dots X_n)^{1/n}) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(X_i)$$

è normalmente distribuita. Come accennato precedentemente, X_g è una stima della mediana di X , e anche se X non segue una distribuzione lognormale, la sua variabilità tende ad una distribuzione lognormale per il teorema del limite centrale. In molti casi la distribuzione, in accordo con il teorema del limite centrale, risulta la più adatta a descrivere la variabilità delle caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno.

4.5 Considerazioni conclusive

Le variabili coinvolte nei problemi di instabilità dei versanti sono tipicamente di tipo continuo, nei paragrafi precedenti una panoramica sulle funzioni di densità di probabilità teoriche più usate per descrivere la variabilità di tali grandezze è stata presentata.

L'adattamento tra la variabilità sperimentale e teorica di una quantità fisica deve essere fatto sulla base di un numero di misure valide e consistenti di quest'ultima. In altre parole l'approccio probabilistico non sopprime alla mancanza di conoscenza circa una grandezza, ma necessita più che mai di punti di misura al fine di garantire una giusta caratterizzazione della variabile random.

Analisi di affidabilità

5.1 Introduzione

Le problematiche più frequenti nell'ambito dell'ingegneria civile coinvolgono generalmente processi multivariati [Fenton et al. 2008] dipendenti da due o più variabili aleatorie [Harr 1987]; anche lo studio delle condizioni di stabilità di un versante è ovviamente un processo stocastico, che coinvolge diverse variabili aleatorie tra cui le più importanti sono senza dubbio le caratteristiche meccaniche del terreno.

In generale l'incertezza di un processo fisico che coinvolge diverse grandezze casuali è una funzione $Y = f(X_1, X_2, X_n)$ che va a dipendere dall'incertezza di ogni variabile X ; l'incertezza della singola variabile X_n è rappresentata invece dalla distribuzione di probabilità a quest'ultima associata. Valutare l'incertezza della funzione $Y = f(X_1, X_2, X_n)$ non è banale considerando la complessità del calcolo e la valutazione della propagazione dell'errore insito nei singoli parametri, che talvolta ha effetti importanti sul risultato finale.

Ad esempio, la valutazione delle condizioni di stabilità di un versante, risente dell'errore legato alla stima delle caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno effettuate in laboratorio, ma anche del modello semplificato impiegato per valutare le situazioni di incipiente collasso. Quindi ciascuna assunzione, di valore o di modello, comporta degli errori legati alle incertezze che si manifestano in forma concatenata nei diversi passaggi.

La propagazione dell'errore richiede uno studio specifico [Taylor 1997] che inizia con il riconoscere il risultato di una procedura stocastica, come il risultato di una funzione g , dipendente da diverse variabili X_1, X_2, \dots, X_n , considerate in corrispondenza dei punti (x_1, x_2, \dots, x_n) ; quindi:

$$g = g(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (5.1)$$

Ora se si considera un'unica variabile indipendente X , e si suppone che g è nota in corrispondenza del valore \bar{X} ; g può essere valutata, in qualsiasi punto x [Baecher et al. 2005], attraverso lo sviluppo in serie di Taylor:

$$g(x) = g(\bar{X}) + \frac{1}{1!}(x - \bar{X})\frac{dg}{dx} + \frac{1}{2!}(x - \bar{X})^2\frac{d^2g}{dx^2} + \frac{1}{3!}(x - \bar{X})^3\frac{d^3g}{dx^3} + \dots \quad (5.2)$$

Quando lo studio della propagazione dell'errore coinvolge più variabili, o anche quando la quantità $(x - \bar{X})$ non è piccola, e quindi non è possibile arrestare la serie ai primi termini, la valutazione dell'incertezza della funzione $Y = f(X_1, X_2, X_n)$ viene affrontata con l'ausilio di metodi semplificati, ormai diffusi, e tipicamente divisi in tre categorie: i) metodi esatti; ii) metodi approssimati e; iii) metodi diretti.

Recentemente, anche i metodi agli elementi finiti sono stati usati per analisi di tipo probabilistico, aggiungendo alle tre categorie sopracitate i metodi degli elementi finiti stocastici SFEM (Stochastic Finite Element Method).

5.2 Metodi esatti

I metodi esatti richiedono la conoscenza della distribuzione di probabilità di tutte le variabili casuali coinvolte in un dato fenomeno oggetto del nostro studio; tipicamente si parla di variabili con distribuzione di probabilità normale o lognormale; ricadono in questa categoria le integrazioni numeriche [Evans 1962; Evans 1972; Hahn et al. 1967] e le simulazioni Monte Carlo. Questi approcci consentono di ottenere la distribuzione di probabilità esatta della variabile aleatoria dipendente, a fronte però di un notevole onere computazionale.

5.2.1 Simulazioni Monte Carlo

Una simulazione Monte Carlo è un processo che consente di replicare la realtà in modo da studiarne la risposta in modo probabilistico [Fenton et al. 2008]; l'approccio consente di ottenere, attraverso un insieme di numeri generati casualmente o pseudo-casualmente, un risultato per il processo fisico molto vicino al comportamento teorico. In altre parole, la metodologia consente la risoluzione di complicati problemi deterministici con metodi probabilistici. Nell'ambito dell'ingegneria geotecnica il metodo è stato largamente impiegato per studiare problemi di instabilità dei versanti [Tobutt 1982; Zhou et al. 2003; Cho 2010; Wu 2013b], tuttavia è attualmente usato in numerose discipline ingegneristiche e scientifiche.

Una generica simulazione Monte Carlo prevede:

1. la costruzione sperimentale della funzione di densità di probabilità per ciascuna variabile aleatoria in input;
2. la definizione della funzione teorica di densità di probabilità che meglio si adatta a quella ottenuta empiricamente;
3. la selezione di una realizzazione per ogni variabile aleatoria in ingresso attraverso un generatore di numeri random;
4. la valutazione della risposta del sistema alla realizzazione scelta;
5. la ripetizione degli step 3-4 per un numero di volte sufficientemente elevato, registrando di volta in volta il risultato della variabile dipendente.

I metodi di simulazione basati su input randomizzati sono semplici e robusti, tuttavia risultati affidabili possono essere ottenuti solo con la definizione di *pdf* appropriate per le variabili di input e con la scelta di distribuzioni teoriche ben adattabili alla variabilità sperimentale delle grandezze. Inoltre, la variabile random dipendente viene ad essere calcolata con un procedimento più semplice, quando le variabili indipendenti sono scorrelate [Rubinstein 1981; Morgan et al. 1990; Fishman 1996], invece un processo più complesso di definizione viene ad instaurarsi nel caso di variabili correlate (Par. 5.2.3).

L'accuratezza del risultato è infine fortemente dipendente dal numero di realizzazioni, valori elevati garantiscono esiti affidabili ma richiedono oneri computazionali impegnativi, talvolta proibitivi in corrispondenza di analisi estese e modelli complessi.

5.2.2 Generazione di numeri random privi di correlazione spaziale

La maggior parte dei generatori di numeri random impiega un algoritmo lineare congruenziale al fine di generare una sequenza di numeri interi casuali uniformemente distribuiti [Kahn 1955; Rubinstein 1981]; la procedura è deterministica e descritta da relazioni ricorsive come:

$$x_N = (ax_{N-1} + c)(\text{mod } M) \quad (5.3)$$

dove a , c e M sono numeri interi non negativi, a è il moltiplicatore, c l'incremento e M il modulo. M è una potenza di 2 o 10 (2^z o 10^z), mentre a è ottenuto come $2^{z/2}$. L'espressione indica che x_N è il resto di $(ax_{N-1} + c)$ dopo che è stato diviso per M . In altre parole, a partire da un valore iniziale x_0 definito *seme* si ricava il primo numero, da cui si calcola il secondo e così via; quindi: i) ogni variabile casuale dipende solo dal valore precedente nella sequenza, ii) se si manifesta 2 volte lo stesso valore numerico la sequenza riparte, iii) la lunghezza della sequenza non ripetitiva non può superare m , ma potrebbe essere più breve. La sequenza di numeri, distribuiti uniformemente tra 0 e $M - 1$, generata è caratterizzata da numeri pseudo-random in quanto non indipendenti l'uno dall'altro. Questa tecnica di generazione è affetta da periodicità, ossia due numeri uguali generano, nella sequenza di numeri random, lo stesso numero [Harr 1987].

Quando i valori che una grandezza assume non sono uniformemente distribuiti nel dominio di definizione, la tecnica più usata per generare numeri random prevede l'uso della funzione *cdf*. Nel dettaglio si procede, con la modalità precedentemente descritta (Eq. 5.3), alla generazione di un numero u nell'intervallo $[0;1]$, ossia nel dominio di definizione della *cdf*, successivamente si entra nel grafico della *cdf* considerando il valore appena trovato come ordinata $F(x)$ e si ricava il valore della variabile random corrispondente lungo le ascisse come: $x = F^{-1}(u)$ (Fig. 5.1). Tale procedura, denominata *trasformazione inversa*, viene ripetuta fino ad ottenere il numero desiderato di quantità pseudo-random [Fanelli 2015].

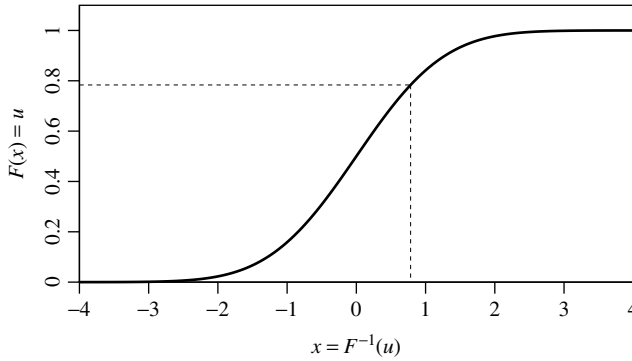


Figura 5.1: Generazione di numeri random per distribuzione di probabilità non uniforme.

5.2.3 Generazione di numeri random correlati

La generazione di numeri random avviene secondo una procedura diversa se le variabili aleatorie sono correlate. Tipicamente i tre indici più impiegati in letteratura per quantificare il grado di correlazione tra due variabili sono: i) il coefficiente di correlazione di Pearson, ii) l'indice di Spearman e iii) il coefficiente di Kendall.

Il coefficiente di Pearson (Eq. 5.4) è definito come:

$$\rho_{XY} = \frac{\sum_i (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_i (x_i - \bar{x})^2} \sqrt{\sum_i (y_i - \bar{y})^2}} = \frac{\sigma_{XY}}{\sigma_X \sigma_Y} \quad (5.4)$$

dove x_i, y_i sono coppie di punti delle variabili X, Y , i cui valori medi sono \bar{x}, \bar{y} . Il coefficiente di correlazione lineare (ρ) è dunque dato dal rapporto tra la covarianza delle due variabili e le loro deviazioni standard e può variare tra -1 e 1 ; il suo principale limite è legato alla variabilità numerica per trasformazioni non lineari delle variabili. Per le caratteristiche meccaniche del terreno di coesione e angolo di attrito, diversi sono gli autori che hanno proposto dei range di variabilità per il coefficiente di correlazione [Lumb 1970; Yucemen et al. 1973; Wolff 1985; Young 1986; Wolff 1996; Cherubini 2000; Hoek 2000; Low 2007; Mollon et al. 2009; Li et al. 2010].

Il coefficiente di Spearman, è invece un caso particolare del coefficiente di Pearson, che viene ad essere determinato a partire dai ranghi delle variabili $r_{X,i}$ e $r_{Y,i}$ piuttosto che dai valori effettivi:

$$\rho_{XY} = \frac{\sum_i (r_{X,i} - \bar{r}_X)(r_{Y,i} - \bar{r}_Y)}{\sqrt{\sum_i (r_{X,i} - \bar{r}_X)^2} \sqrt{\sum_i (r_{Y,i} - \bar{r}_Y)^2}} \quad (5.5)$$

Anche questo coefficiente di correlazione varia tra -1 e 1 e presenta la problematica di stimare per eccesso la correlazione tra X e Y se, per almeno una variabile, si riscontrano ranghi uguali.

Infine, l'indice di Kendall τ , che considera i valori concordi e discordi delle variabili, è definito come:

$$\tau = \frac{N_c - N_d}{0.5n(n-1)} \quad (5.6)$$

dove N_c, N_d sono rispettivamente il numero delle coppie concordi (cioè che si muovono nella stessa direzione) e discordi (cioè che si muovono in direzione opposta) delle variabili X e Y e n è la numerosità del campione. I coefficienti di correlazione di Spearman e Kendall sono invarianti rispetto alla trasformazioni lineari.

I tre indici consentono quindi di esprimere il legame tra due variabili, ad ogni modo poichè le maggiori difficoltà nell'applicazione del metodo Monte Carlo risiedono nel generare numeri random correlati, diversi sono gli algoritmi sviluppati per tener conto della correlazione tra grandezze [Van Tetterode 1971; Li et al. 1975; Newendorp 1976; Nawathe et al. 1979; Iman et al. 1982; Nelsen 2007]. Quando la distribuzione congiunta tra due variabili casuali è di tipo normale, è possibile ricavare una variabile dall'altra noti, per ciascuna grandezza random, il valore medio, la deviazione standard e il coefficiente di correlazione. In altre parole, generando una sequenza di numeri random per la prima variabile, si può ricavare un set di valori per la seconda. Quando la distribuzione congiunta invece non è normale, difficilmente è possibile ottenere una variabile in modo condizionato rispetto all'altra. In questi casi, l'algoritmo proposto da alcuni autori [Nawathe et al. 1979] risulta una tecnica semplice ma efficace per la generazione di sequenze di numeri random correlati tra loro. Il metodo, basato sulla teoria della previsione lineare ottimale, prevede la generazione di una sequenza di numeri casuali a partire da un'altra in modo da ottenere la correlazione voluta; l'approccio applicabile a qualsiasi distribuzione di probabilità, si sviluppa attraverso fasi diverse:

1. inizialmente si generano due sequenze, X_n e Z_n , di numeri random indipendenti composte ognuna da n valori con le distribuzioni marginali di probabilità *cdf* assegnate. X_n è la prima variabile casuale, Z_n è una variabile ausiliaria da cui si ricava la seconda variabile casuale Y_n ;
2. per ogni x_i , si calcola la previsione lineare ottimale di Y :

$$E(Y|X = x_i) = \mu_Y - \rho \frac{\sigma_Y}{\sigma_X} (\mu_X - x_i) \quad (5.7)$$

3. per ogni x_i si cerca, tra la sequenza generata per Z_n , il primo valore z_j che soddisfa la seguente relazione:

$$q_j^2 = [z_j - E(Y|X = x_i)]^2 \leq \begin{cases} D_1^2 \sigma_q^2, & q_j > 0 \\ D_2^2 \sigma_q^2, & q_j < 0 \end{cases} \quad (5.8)$$

dove D_1 e D_2 sono costanti determinate dalla distribuzione di probabilità della variabile casuale Y ; se la distribuzione è simmetrica allora $D_1 = D_2$. σ_q rappresenta invece la varianza dell'errore di previsione $q = Y - E(Y|X)$ e si ricava dalla seguente relazione:

$$\sigma_q = E(q^2) = \sigma_y^2(1 - \rho^2) \quad (5.9)$$

4. una volta individuato z_j , si pone $y_i = z_j$, che rappresenta il valore di Y da associare a X ;
5. se nessun valore z_j nella sequenza di numeri Z_n soddisfa l'Eq. 5.8, si sceglie quel valore di z_j che minimizza il quadrato dell'errore q .

Un'alternativa all'approccio sintetizzato è rappresentata dalla teoria delle copule [Nawathe et al. 1979], nata in ambito finanziario e idrologico [McNeil et al. 2005; Genest et al. 2007; Salvadori et al. 2007], la sua applicabilità si è ormai allargata a diversi settori tra cui quello dell'ingegneria geotecnica [Tang et al. 2013; Wu 2013c].

Il metodo consente di modellare la struttura di dipendenza tra diverse variabili random attraverso la definizione di una copula, ossia una funzione che opera sulle funzioni di probabilità di variabili random legate tra loro da funzioni di probabilità multivariate. Tali approcci consentono di studiare separatamente le distribuzioni marginali delle variabili e la dipendenza globale che le lega, consentendo una valutazione quantitativa della funzione di probabilità congiunta di più variabili [Clemen et al. 1999; Lambert et al. 2002]. L'approccio delle copule si basa sul Teorema di Sklar, e tra i codici di calcolo che hanno sviluppato routine per la scelta del tipo di copula che più si adatta alle distribuzioni marginali delle variabili random da analizzare, vi sono *R* e *Matlab* [Fanelli 2015].

5.2.4 Numero di simulazioni Monte Carlo

La simulazione Monte Carlo viene in genere applicata a problemi che coinvolgono più variabili aleatorie, quindi la tecnica richiede frequentemente un numero N elevato di prove. In particolare, ogni prova è l'effetto di un esperimento caratterizzato da una probabilità di successo R e da una probabilità di insuccesso $1 - R$, e tutte le prove sono tra loro indipendenti. Per N numerose prove, la distribuzione binomiale da queste generata può essere approssimata ad una distribuzione normale con valore atteso NR e deviazione standard $\sqrt{NR(1 - R)}$. I successi delle prove, x , seguono una distribuzione normale (Fig. 5.2) e la quantità $x_{\tilde{\alpha}/2}$ rappresenta invece il numero di successi tra le N simulazioni tali che, la probabilità che siano maggiori o minori di tale valore è minore di $\tilde{\alpha}/2$.

Nel caso di una variabile, distribuita normalmente (Fig. 5.2), la probabilità che x sia maggiore di 1.96 o minore di -1.96 è pari complessivamente a 0.5, a cui corrisponde un intervallo di confidenza pari a 0.95 ($1 - 0.5 = 0.95$). In altre parole:

$$\frac{1}{2} - \frac{\tilde{\alpha}}{2} = \psi \left[\frac{\bar{x} - x_{\tilde{\alpha}/2}}{\sigma(x)} \right] = \psi \left[\frac{NR - x_{\tilde{\alpha}/2}}{\sqrt{NR(1 - R)}} \right] \quad (5.10)$$

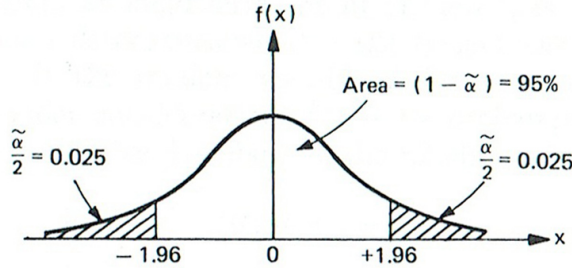


Figura 5.2: Intervalli di confidenza per una distribuzione normale.

da cui:

$$N = \frac{R(1-R)h_{\tilde{\alpha}/2}^2}{\varepsilon^2} \quad (5.11)$$

dove ε è il massimo errore previsto nella stima di R . Si dimostra che $R(1-R)$ è massimo quando $R = 1/2$ (principio di massima entropia); quindi, in modo conservativo, si può scrivere:

$$N = \left(\frac{h_{\tilde{\alpha}/2}}{2\varepsilon} \right)^2 \quad (5.12)$$

dove

$$h_{\tilde{\alpha}/2} = \psi^{-1} \left(\frac{1}{2} - \frac{\tilde{\alpha}}{2} \right), \quad \varepsilon = \frac{1}{2} - \frac{x_{\tilde{\alpha}/2}}{N} \quad (5.13)$$

L'Eq. (5.12) fornisce il numero delle simulazioni richieste considerando una sola variabile aleatoria e ammettendo un errore pari a ε della simulazione rispetto al valore stimato (corrispondente a un intervallo di confidenza $1 - \tilde{\alpha}$). Nel caso generico di n variabili aleatorie l'Eq. 5.12 si riscrive come segue:

$$N = \left(\frac{h_{\tilde{\alpha}/2}}{2\varepsilon} \right)^{2n} \quad (5.14)$$

Il numero N di simulazioni necessarie per ottenere un risultato affidabile è quindi un fattore non banale nella valutazione probabilistica con analisi Monte Carlo. Tale numero dipende dall'accuratezza desiderata e cresce notevolmente con il numero n di variabili aleatorie in ingresso. Al crescere del numero delle simulazioni, tuttavia, è richiesto un elevato onere computazionale (Tab. 5.1).

$(1 - \tilde{\alpha}), [\%]$	$h_{\tilde{\alpha}/2}$
90	1.64
95	1.96
95.45	2.00
98	2.33
99	2.58
99.5	2.81
99.73	3.00
99.9	3.29
99.99	3.89
99.994	4.00

Tabella 5.1: Intervalli di confidenza e relativi coefficienti per distribuzione normale [Harr 1996].

5.3 Metodi approssimati

I metodi approssimati, First Order Second Moment (FOSM), Second Order Second Moment (SOSM) e First-Order Reliability Method (FORM), consentono di stimare la variabile aleatoria dipendente con la sola conoscenza dei momenti statistici delle variabili di input; la possibilità di trascurare l'intera distribuzione delle grandezze di input rende i metodi snelli dal punto di vista dell'onere computazionale, tuttavia la loro formulazione matematica è piuttosto complessa.

5.3.1 Metodi FOSM - SOSM - FORM

I metodi FOSM consentono di stimare il valore atteso e la varianza della variabile incognita dipendente sfruttando lo sviluppo in serie di Taylor, troncata agli elementi del primo ordine. L'approssimazione induce errori nei risultati tanto maggiori quanto più grandi sono i termini della serie trascurati. Questo limite viene superato dai metodi SOSM che invece troncano la serie di Taylor al secondo ordine, considerando quindi i primi tre elementi della serie.

Nei metodi FOSM, l'espansione in serie troncata viene impiegata, assieme ai primi due momenti statistici delle variabili indipendenti, per definire i primi due momenti della variabile dipendente (da qui la dicitura Second-Moment), quindi gli approcci non richiedono la conoscenza completa della funzione di distribuzione di probabilità per le variabili aleatorie di input ma solo il loro valore medio e la deviazione standard. I metodi non portano in conto nè l'asimmetria nè l'eventuale correlazione esistente tra le variabili analizzate.

Data una funzione $f(X, Y)$ di due variabili casuali X e Y , la sua espansione in serie di Taylor calcolata attorno ai valori medi μ_X, μ_Y e troncata al primo ordine è:

$$f(X, Y) \approx f(\mu_X, \mu_Y) + (X - \mu_X) \frac{\partial f}{\partial x} + (Y - \mu_Y) \frac{\partial f}{\partial y} \quad (5.15)$$

con le derivate valutate a (μ_X, μ_Y) .

Il valore atteso della funzione f (Eq. 5.16a) e la sua varianza (Eq.5.16b), sono rispettivamente pari a:

$$E[f(X, Y)] \approx f(E[X], E[Y]) \quad (5.16a)$$

$$\text{Var}[f(X, Y)] \approx \text{Var} \left[(X - \mu_X) \frac{\partial f}{\partial x} + (Y - \mu_Y) \frac{\partial f}{\partial y} \right] \quad (5.16b)$$

Quindi si può scrivere:

$$\text{Var}[f(X, Y)] \approx \left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)^2 \text{Var}[X] + \left(\frac{\partial f}{\partial y} \right)^2 \text{Var}[Y] + 2 \frac{\partial f}{\partial x} \frac{\partial f}{\partial y} \text{Cov}[X, Y] \quad (5.17)$$

Se X e Y non sono correlate, la loro covarianza $\text{Cov}[X, Y]$ si annulla. In generale, per n variabili casuali scorrelate, il metodo FOSM afferma che:

$$\text{Var}[f(X_1, X_2, \dots, X_n)] \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 \text{Var}[X_i] \quad (5.18)$$

con le prime derivate calcolate in corrispondenza dei valori medi $(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n})$.

I metodi FOSM sono sensibili alla modalità con cui un determinato problema viene descritto [Ditlevson 1973]; nel caso della valutazione delle condizioni di collasso di un versante l'approccio restituisce risultati differenti se la condizione limite viene ad essere rappresentata dalla condizione $R - S = 0$ (con R =resistenza e S =azione), o dall'uguaglianza $R=S$. La non unicità della soluzione condiziona l'affidabilità del metodo e per tale regione diversi autori [Hasofer et al. 1974] hanno lavorato allo sviluppo e affermazione dei metodi FORM (First-Order Reliability Method).

La metodologia valuta l'indice di affidabilità β , che esprime il livello di sicurezza in termini probabilistici, come la distanza minima tra il punto medio e la superficie di rottura, senza considerare la direzione del gradiente; nel metodo FORM si esegue una trasformazione di coordinate in un sistema standardizzato, che permette di trasformare la generica variabile casuale X nella X^* , con media nulla e deviazione standard unitaria:

$$X^* = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \quad (5.19)$$

In questo nuovo sistema di coordinate, il coefficiente di affidabilità è il minimo tra tutti i possibili β [Hasofer et al. 1974].

5.4 Metodi diretti

I metodi diretti sono stati introdotti per superare l'ostacolo della conoscenza della funzione distribuzione di probabilità di ciascuna variabile casuale. Operano fornendo una distribuzione di probabilità approssimata servendosi della conoscenza dei primi tre momenti di una variabile casuale, ossia: i) media; ii) deviazione standard; iii) coefficiente di asimmetria [Volpe 2014]. Tali metodi richiedono un minor numero di dati e basse risorse computazionali; rientrano in questa categoria i metodi PEMs, acronimo di Point-Eestimate-Methods.

5.4.1 Metodi PEM

Sono metodi semplificati che consentono, selezionando alcuni punti della distribuzione di probabilità delle variabili aleatorie indipendenti e combinandoli tra loro, di ricostruire la funzione di probabilità della variabile dipendente attraverso i suoi tre momenti statistici. Il principale vantaggio è legato alla snellezza del metodo e alla rapidità di esecuzione. Così come i metodi FOSM, l'approccio introdotto originariamente da Rosenblueth nel 1975 [Rosenblueth 1975] e esteso dallo stesso autore nel 1981 [Rosenblueth 1981], non richiede la conoscenza della funzione di distribuzione di probabilità delle variabili indipendenti [Salciarini et al. 2019].

Il PEM cerca di simulare una funzione di probabilità continua con una discreta avente gli stessi momenti statistici. Sfrutta l'analogia tra una distribuzione di probabilità e un carico verticale distribuito su una trave rigida orizzontale (Fig. 5.3). Il

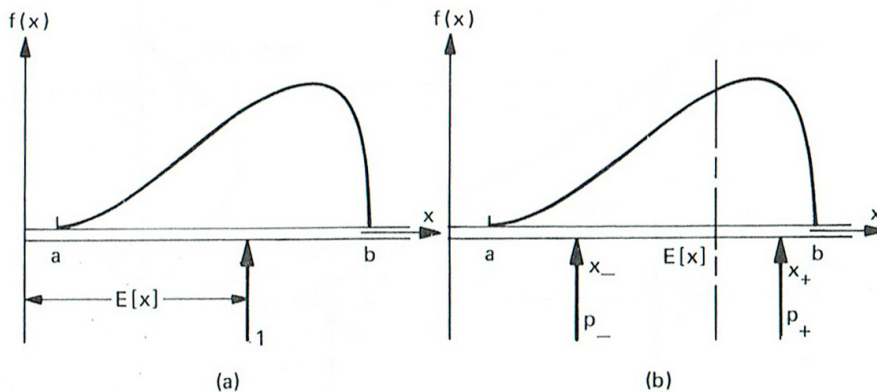


Figura 5.3: Sistema di forze verticali distribuite su una trave rigida [Harr 1996].

valore atteso $E(x)$ fornisce il punto di applicazione del carico unitario risultante, mentre la deviazione standard rappresenta il raggio d'inerzia (Fig. 5.3a). La distribuzione può essere equilibrata anche da due reazioni, in questo caso si avranno due carichi p_- e p_+ applicati rispettivamente a x_- e x_+ (Fig. 5.3b). Nel PEM, i punti x_- e x_+ sono

due stime o realizzazioni della variabile aleatoria considerata, mentre le quantità p_- e p_+ sono le loro funzioni peso [Harr 1996]. Dalla definizione dei tre momenti statistici $(\mu_x, \sigma_x, \beta_x)$ e dall'equilibrio delle forze, è possibile esprimere le quattro grandezze:

$$p_+ = \frac{1}{2} \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{1}{1 + (\beta_x/2)^2}} \right] \quad (5.20a)$$

$$p_- = 1 - p_+ \quad (5.20b)$$

$$x_+ = \mu_x + \sigma_x \sqrt{\frac{p_-}{p_+}} \quad (5.20c)$$

$$x_- = \mu_x - \sigma_x \sqrt{\frac{p_+}{p_-}} \quad (5.20d)$$

Nell'Eq. 5.20a il segno che precede la radice quadrata è lo stesso di $-\beta_x$.

Se la distribuzione di probabilità è simmetrica ($\beta_x = 0$), le Eq. 5.20a – Eq. 5.20d si semplificano come segue:

$$p_+ = p_- = \frac{1}{2} \quad (5.21a)$$

$$x_+ = \mu_x + \sigma_x \quad (5.21b)$$

$$x_- = \mu_x - \sigma_x \quad (5.21c)$$

Se la variabile dipendente y è funzione della sola variabile x , i suoi tre momenti statistici si ottengono facilmente da:

$$E[y^M] = p_- y_-^M + p_+ y_+^M \quad \text{con} \quad M = 1, 2, 3 \quad (5.22)$$

Estensione del modello a due variabili correlate

Per due variabili casuali x_1 e x_2 [Rosenblueth 1975], quattro punti, ossia due per variabile (Fig. 5.4), vengono considerati [Volpe 2014].

La (5.22) diventa:

$$E[y^M] = p_{++} y_{++}^M + p_{+-} y_{+-}^M + p_{-+} y_{-+}^M + p_{--} y_{--}^M \quad (5.23)$$

dove:

$$y_{\pm\pm} = y(\mu_{x_1} \pm \sigma_{x_1}, \mu_{x_2} \pm \sigma_{x_2}) \quad (5.24a)$$

$$p_{++} = p_{--} = \frac{1 + \rho}{4} \quad (5.24b)$$

$$p_{+-} = p_{-+} = \frac{1 - \rho}{4} \quad (5.24c)$$

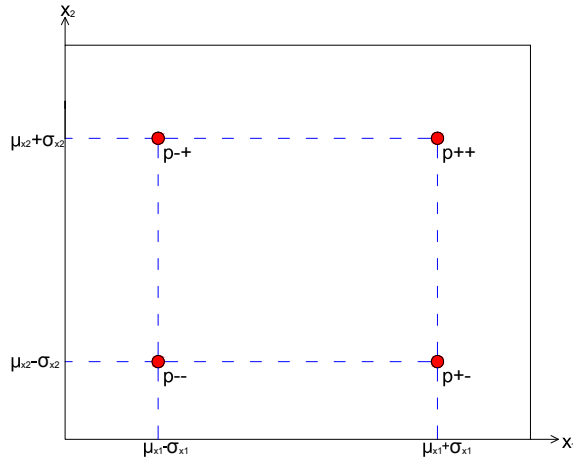


Figura 5.4: Punti di applicazione delle forze su una piastra rigida per due variabili casuali.

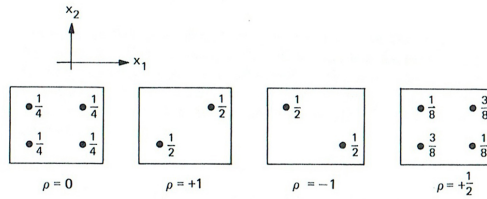


Figura 5.5: Influenza del coefficiente di correlazione sulle funzioni peso [Harr 1996].

Nelle equazioni Eq. 5.24b, e Eq. 5.24c, ρ rappresenta il coefficiente di correlazione tra la variabile x_1 e la variabile x_2 , il cui peso può essere colto in alcuni casi particolari (Fig. 5.5).

n variabili correlate

La generalizzazione di quanto esposto a n variabili aleatorie comporta la considerazione di 2^n punti di stima della variabile dipendente dati da tutte le permutazioni dei $2n$ punti di stima delle variabili indipendenti e altrettante funzioni peso, concentrati sui vertici di un iperprisma n -dimensionale definito nello spazio delle variabili di coordinate:

$$y_i = y(\mu_{x_1} \pm \sigma_{x_1}, \mu_{x_2} \pm \sigma_{x_2}, \dots, \mu_{x_n} \pm \sigma_{x_n}) \quad \text{con} \quad i = 1, 2, \dots, 2^n \quad (5.25)$$

Ad ogni punto è associata una funzione peso:

$$p_{\pm\pm\cdots\pm} = \frac{1}{2^n} [1 \pm \rho_{12} + \pm \rho_{13} + \cdots + \pm \rho_{n-1n}] \quad (5.26)$$

dove: ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione tra x_i e x_j . Il segno che precede il coefficiente di correlazione ρ_{ij} è dato dal segno del prodotto ij , cioè se $i = (-)$ e $j = (+)$ il segno è dato da: $ij = (-)(+) = (-)$.

La formulazione appena esposta [Rosenblueth 1975], fa riferimento a variabili aleatorie indipendenti simmetriche, cioè caratterizzate da un coefficiente di asimmetria nullo. Quando le variabili aleatorie sono tra loro correlate e caratterizzate da una certa asimmetria, si ricorre all'approccio presentato nel 1996 da Panchalingam [Panchalingam et al. 1994].

n variabili correlate e asimmetriche

Il metodo di Panchalingam [Panchalingam et al. 1994] rappresenta un'estensione al modello originario di Rosenblueth [Rosenblueth 1975] e consente di considerare sia l'asimmetria delle n variabili aleatorie in ingresso che la struttura di correlazione che le lega [Fanelli et al. 2016]. In particolare l'applicabilità della procedura è legata alla definizione dei primi tre momenti statistici per ciascuna variabile e il coefficiente lineare di correlazione che lega coppie di variabili random.

Per ciascuna variabile casuale dipendente y sono considerati 2^n punti di stima e funzioni peso; l'asimmetria delle variabili è inglobata nella definizione dei punti di stima di y , mentre la loro correlazione nell'espressione delle funzioni peso.

Le 2^n coordinate dell'iperprisma (con cui calcolare i valori della variabile dipendente y) sono date da:

$$[\mu_{x_1} + (-1)^{d_1} F_1 \sigma_{x_1}, \mu_{x_2} + (-1)^{d_2} F_2 \sigma_{x_2}, \dots, \mu_{x_n} + (-1)^{d_n} F_n \sigma_{x_n}] \quad (5.27)$$

dove $x_i (i = 1, 2, \dots, n)$ è la generica variabile aleatoria con media μ_{x_i} , deviazione standard σ_{x_i} e coefficiente di asimmetria β_{x_i} . d_i è un coefficiente scalare che può assumere unicamente due valori, 0 e 1, a seconda che il punto di stima di x_i sia a sinistra o a destra del valore medio:

$$d_i = \begin{cases} 1, & \text{se } x = x_{i-} \\ 0, & \text{se } x = x_{i+} \end{cases} \quad (5.28)$$

Le altre quantità non ancora definite nella Eq. 5.27 sono di seguito esplicitate:

$$F_i = \begin{cases} \sqrt{\frac{p_{i+}}{p_{i-}}}, & d_i = 1 \\ \sqrt{\frac{p_{i-}}{p_{i+}}}, & d_i = 0 \end{cases} \quad (5.29)$$

$$p_{i+} = \frac{1}{2} \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{1}{1 + (\beta_{x_i}/2)^2}} \right] \quad (5.30a)$$

$$p_{i-} = 1 - p_{i+} \quad (5.30b)$$

Definiti i vertici dell'iperprisma n -dimensionale, calcolate a partire dalle coordinate delle variabili x_i , restano da definire le funzioni peso da associare ai 2^n punti della variabile dipendente y :

$$p_{\pm\pm\cdots\pm} = p_{1\pm}p_{2\pm}p_{n\pm} + (-1)^{d_1}(-1)^{d_2}a_{12}p_{12} + (-1)^{d_1}(-1)^{d_3}a_{13}p_{13} + \cdots + (-1)^{d_{n-1}}(-1)^{d_n}a_{n-1n}p_{n-1n} \quad (5.31)$$

in cui le espressioni di $p_{i\pm}$ sono quelle viste in precedenza (Eq. 5.30a, Eq.5.30b). Inoltre:

$$a_{lm} = \rho_{lm} \sqrt{p_{l+}p_{l-}p_{m+}p_{m-}} \quad (5.32a)$$

$$\rho_{lm} = p_{1\pm}p_{2\pm} \cdots p_{k\pm} \cdots p_{n\pm} \quad \text{con } k \neq l, k \neq m \quad (5.32b)$$

dove $l = 1, 2, \dots, n-1$ e $m = l+1, l+2, \dots, n$.

Per risalire alla funzione di densità di probabilità della variabile dipendente y , è necessario calcolare i suoi momenti statistici, dati da:

$$E[y^M] = \sum p_t y_t^M \quad (5.33)$$

dove il pedice t varia da 1 a 2^n in modo da includere tutti i punti di stima e le relative funzioni peso della variabile y . Variando l'esponente M contenuto nella Eq. 5.33, si possono valutare il valore medio e la deviazione standard della variabile y [Fanelli et al. 2016]; in particolare il primo si ricava ponendo $M = 1$ (Eq. 5.34a), mentre la seconda risolvendo la radice quadrata della varianza di y (Eq. 5.34b).

$$E[y] = \sum p_t y_t \quad (5.34a)$$

$$\sigma_y = \sqrt{E[y^2] - (E[y])^2} \quad (5.34b)$$

5.5 Elementi finiti stocastici

I metodi SFEM (Stochastic Finite Element Method) costituiscono attualmente un potente strumento per la meccanica stocastica computazionale, rappresentando un'estensione del classico approccio deterministico agli elementi finiti (FE) alla struttura

stocastica. In altre parole, i metodi operano su soluzione di problemi statici e dinamici caratterizzati dalla presenza di proprietà meccaniche, geometriche e / o di carico di natura stocastica [Stefanou 2009]. Le prime applicazioni dei metodi risalgono al 1970, ad esempio nell'approccio descritto da Astill [Astill et al. 1971] le simulazioni Monte Carlo venivano usate per valutare l'effetto dell'incertezza di variabilità delle proprietà strutturali, successivamente diversi sono i contributi scientifici dati allo sviluppo dei metodi SFEM [Cambou 1971; Baecher et al. 2005; Handa et al. 1981], ad ogni modo in campo geotecnico la bibliografia è ancora poco implementata.

In generale, la procedura prevista per i metodi SFEM, prevede tre fasi fondamentali; nella prima fase viene effettuata la discretizzazione delle grandezze casuali che tengono conto delle fonti di incertezza del problema. I principali metodi per la discretizzazione sono: il metodo di discretizzazione per punti e il metodo di discretizzazione "mediato", in cui le variabili casuali sono definite come integrali pesati del campo random su ogni elemento. In questa fase, è fondamentale la scelta della mesh stocastica impiegata per la discretizzazione delle variabili casuali, che non dovrà tener conto solo della geometria e dello stato tensionale (come per la mesh FEM) ma anche della correlazione tra le variabili. Successivamente, nella seconda fase, si procede alla formulazione della matrice stocastica, prima per il singolo elemento ($k^{(e)}$), e poi a livello globale del sistema K :

$$K = \sum_{e=1}^{N_e} k^{(e)} = K_0 + \Delta K \quad (5.35)$$

dove N_e è il numero di elementi della mesh. Infine, nella terza fase, si procede alla valutazione della risposta statica del sistema, ossia alla risoluzione del problema algebrico:

$$P = (K_0 + \Delta K)u \quad (5.36)$$

con P e u definiti dai vettori delle azioni e degli spostamenti nodali. Per analisi di larga scala, il problema è complesso da risolvere e costituisce la sfida più grande per l'applicabilità dei metodi SFEM. Spesso, per ottenere questo risultato, si ricorre alle simulazioni Monte Carlo, considerando un numero molto grande di analisi (Eq. 5.36).

Due sono le varianti dei metodi SFEM: il metodo della perturbazione, basato sull'espansione in serie di Taylor e il metodo SFEM spettrale, in cui la risposta è rappresentata da una serie di polinomi di Hermite random, tuttavia per entrambi le tipologie dopo la rappresentazione delle variabili in ingresso, attraverso la definizione della geometria, proprietà dei materiali, azioni, carichi, i metodi SFEM richiedono che sia modellata l'incertezza nel sistema e valutata la risposta probabilistica del sistema.

5.5.1 Random field

Spesso lo studio di problemi di ingegneria geotecnica impone l'utilizzo di variabili $z(x)$ che sono la realizzazione di un processo casuale; quando questo viene ad essere

definito in uno spazio S , con dimensione maggiore di 1, S è un dominio spaziale e $z(x)$ è un campo aleatorio, o più comunemente un random field. Consideriamo un processo continuo $X(t)$ che assume un numero infinito di possibili valori in ogni istante t ; ad esempio la resistenza del terreno (q), variabile con la profondità (z), misurata con una prova CPT (Fig. 5.6).

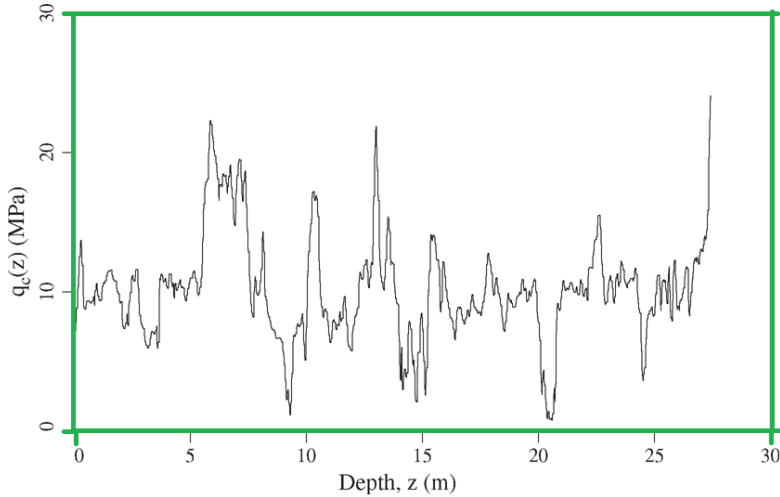


Figura 5.6: Risultato di una prova CPT, dove la resistenza del terreno rappresenta un esempio di random field.

Caratterizzare l'incertezza della q non è semplice poichè diversi aspetti vanno necessariamente considerati, tra cui:

- la variabilità puntuale: in corrispondenza di un punto specifico t^* , il processo ha un valore random $X(t^*) = X^*$, descritto da una *pdf*, $f_{x^*}(x)$. In corrispondenza di un'ulteriore posizione t' , $X(t') = X'$ può essere rappresentato da un'ulteriore *pdf*, $f_{x'}(x)$. Cioè a diverse posizioni corrispondono diverse funzioni di densità di probabilità.
- la dipendenza spaziale: consideriamo due posizioni, t^* e t' , separati da una distanza $\tau = t' - t^*$. Presumibilmente, le 2 variabili aleatorie X^* e X' mostrano una certa dipendenza; se X fosse la coesione del terreno, $X(t')$ e $X(t^*)$, potrebbero essere molto simili soprattutto in relazione a valori piccoli di τ . In altre parole, valori piccoli di τ , rendono i valori vicini a x preferenziali, cioè il campo risulta delimitato dai suoi vicini; le variabili $X(t')$ e $X(t^*)$ hanno una dipendenza che cresce al diminuire della distanza tra loro.

La dipendenza può essere caratterizzata attraverso la distribuzione congiunta $f_{X^*X'}(x^*x')$, che specifica la probabilità che $X^* = x^*$ e $X' = x'$ allo stesso tempo; se estendiamo il concetto a diversi punti, la descrizione probabilistica di tutto il processo stocastico è

rappresentata da una *pdf*, $f_{X_1, X_2 \dots}(x_1, x_2 \dots)$, che è difficile impiegare nella pratica a causa della complessità di calcolo e di definizione. Il problema può essere semplificato in diversi modi, che rendono le metodologie di random field impiegabili in svariati contesti, numerose trattazioni di dettaglio sono state sviluppate in letteratura [Taylor 1997; Fenton et al. 2003].

5.6 Considerazioni conclusive

Lo sviluppo di modelli di previsione per la valutazione delle condizioni di collasso di aree soggette a frane pluvioindotte è sempre stato un argomento importante per la comunità scientifica. Tipicamente un approccio consolidato si basa sulla valutazione deterministica del coefficiente di sicurezza attraverso l'impiego di metodi fisicamente basati; tuttavia considerando la natura complessa del processo coinvolto, gli approcci probabilistici sono consigliati al fine di ottenere modelli previsionali affidabili. Infatti il processo fisico che porta alla rottura di un versante è caratterizzato da molteplici incertezze [Nadim 2007], che non dovrebbero mai essere considerate nulle [Baecher et al. 2005], e quindi la casualità delle quantità coinvolte nel problema non va ignorata ma necessariamente considerata. In particolare l'incertezza della singola variabile X_n viene considerata attraverso una consona scelta della distribuzione di probabilità a quest'ultima associata, mentre l'aleatorietà dell'intero processo può essere valutata attraverso gli approcci illustrati in questo capitolo e, con riferimento alla ricerca presentata, attraverso le simulazioni Monte Carlo.

6

Il modello probabilistico implementato: principali caratteristiche e validazione

6.1 Introduzione

Alla luce di quanto emerso dai precedenti capitoli, la valutazione delle condizioni di stabilità di un'area è un processo di natura stocastica che coinvolge grandezze diverse, ognuna caratterizzata da una fonte di incertezza più o meno variabile. L'approccio previsionale probabilistico alla valutazione delle condizioni di stabilità, non sopprime quindi alla carenza di informazioni, ma si rileva solo una metodologia più idonea a caratterizzare parametri che hanno una naturale incertezza aleatoria.

Tali aspetti vengono considerati nel modello previsionale probabilistico sviluppato durante i percorsi di Dottorato di Ricerca e illustrato in questo capitolo.

6.2 Struttura del modello

Il modello probabilistico, sviluppato in ambiente Matlab/Octave, rappresenta un'estensione del modello deterministico TRIGRS [Baum et al. 2002], valido in condizioni di completa saturazione. E' quindi un modello fisicamente basato, che lavora attraverso una discretizzazione dell'area di studio in una griglia di celle regolari, costituito da un modello idraulico, per lo studio dell'evoluzione temporale della pressione interstiziale nel terreno, ed un modello meccanico per la valutazione delle condizioni di stabilità.

In termini deterministici, e come già detto nel precedente capitolo (Cap. 4), il modello idraulico è basato sulla soluzione dell'equazione di conservazione della massa per le fasi liquida e solida, che in condizioni monodimensionali e per terreno saturo assume

la seguente forma [Baum et al. 2008]:

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} = D_\alpha \frac{\partial^2 \psi}{\partial Z^2} \quad (6.1)$$

in cui D_α rappresenta il coefficiente di consolidazione e ψ la superficie piezometrica; mentre il modello meccanico è basato sul metodo del pendio indefinito.

Lungo una potenziale superficie di scorrimento, le condizioni di equilibrio limite vengono raggiunte quando lo sforzo di taglio mobilitato τ_m , uguaglia la resistenza a taglio disponibile τ_f , definita dal criterio di Mohr Coulomb. Indicando con α la pendenza del versante, e con γ il peso per unità di volume del terreno, il coefficiente di sicurezza F è dato da:

$$F_s(Z, t) = \frac{\tau_f}{\tau_m} = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c - \gamma_w \Psi(Z, t) \tan \phi}{\gamma Z \sin \alpha \cos \alpha} \quad (6.2)$$

in cui c e ϕ sono rispettivamente coesione e angolo di attrito efficace del terreno.

Il coefficiente di sicurezza deterministico, F_s , viene quindi ad essere quantificato attraverso la definizione di 12 parametri di input:

$$F_s = [\alpha, d_b, d_w, \gamma, c, \phi, E_{ed}, k_s, \theta_s, \theta_r, a_\alpha, I_{LT}] \quad (6.3)$$

tutti teoricamente da caratterizzare, secondo un approccio probabilistico del problema, in maniera stocastica.

Considerare una molteplicità di variabili così vasta comporta un onere computazionale notevole; inoltre se consideriamo che: i) in condizioni di completa saturazione ($Sr = 1$), l'equazione di conservazione si riduce ad una semplice equazione di diffusione (Eq. 6.1); ii) le misure del peso per unità di volume del terreno sono tipicamente affette da bassa incertezza, e se non direttamente disponibili da misure in sito, numerosi contributi di letteratura accreditati possono essere di valido supporto per la caratterizzazione; iii) la pendenza dell'area è facilmente determinabile senza errore, soprattutto per la disponibilità di DTM ad alta risoluzione; iv) la profondità della superficie piezometrica andrebbe misurata in ogni area di studio, il numero di variabili aleatorie si riduce, senza inficiare molto sulla affidabilità previsionale del modello fisicamente basato probabilistico.

Il modello fisicamente basato probabilistico implementato, considera l'aleatorietà delle seguenti grandezze:

1. caratteristiche meccaniche del terreno;
2. permeabilità e modulo Edometrico, che nelle condizioni $Sr = 1$ entrano nel problema di filtrazione attraverso il coefficiente di consolidazione D_α ;
3. intensità di pioggia;
4. spessore della coltre superficiale;

ed è essenzialmente costituito da due blocchi, il primo focalizza l'attenzione sulla scelta delle *pdf* per le variabili aleatorie di input, il secondo sulle simulazioni Monte Carlo per le analisi di affidabilità. Quindi attraverso uno switch, il codice di calcolo consente di eseguire stime della probabilità di collasso (*PoF*), con il metodo esatto di Monte Carlo, considerando: i) opportune *pdf*, descritte nei paragrafi successivi e indicate da qui in avanti con pdf_{rif} , selezionate considerando la reale variabilità spaziale delle grandezze random; ii) *pdf* uniformi (da qui in avanti indicate con pdf_{unif}) e spesso impiegate in mancanza di informazioni specifiche circa la caratterizzazione geotecnica dei terreni.

6.2.1 Definizione delle *pdf* per le variabili aleatorie di input

Nella letteratura non esiste un'indicazione univoca sul tipo di distribuzione di probabilità che meglio si adatta alle proprietà geotecniche del terreno.

Molti autori ritengono che la distribuzione normale rappresenti la distribuzione teorica migliore [Lumb 1970; Tobutt 1982; Baecher et al. 2005] per descrivere la variabilità di molte grandezze, altri, invece, propendono per l'uso della lognormale [Brejda et al. 2000, Fenton et al. 2003]. Per analisi a scala vasta, in presenza di una numerosità di dati limitata alcuni autori suggeriscono l'impiego di distribuzioni di probabilità uniformi per tutte le variabili casuali [Raia et al. 2014; Park et al. 2013], o ancora Gaussiane per tutte le grandezze [Haneberg 2004].

Ad ogni modo, la scelta delle funzioni densità di probabilità per le variabili aleatorie di input può avere una forte influenza sui valori calcolati della *PoF* e quindi sull'affidabilità dei risultati derivanti dal modello previsionale [Volpe et al. 2018a]; quindi la scelta della *pdf* che descrive la variabilità spaziale di una grandezza dovrebbe essere fatta sulla reale distribuzione di frequenza dei dati effettivamente misurati [Fanelli et al. 2015].

Per previsioni su piccola scala, la distribuzione normale sembra risultare la più appropriata per tutte le variabili in gioco nel modello di stabilità [Raia et al. 2014], tuttavia per le proprietà del terreno non negative dovrebbero essere prese in considerazione altre distribuzioni (ad es. lognormale, gamma ecc.).

Inoltre, molte quantità che hanno un ruolo fondamentale nel problema di stabilità sono delimitate sia superiormente che inferiormente e anche questo aspetto dovrebbe essere considerato quando si seleziona una distribuzione [Fenton et al. 2008].

Le distribuzioni più comuni nelle applicazioni di ingegneria sono: i) esponenziale; ii) gamma; iii) uniforme; iv) Weibull; v) Rayleigh; vi) Normale e vii) lognormale. In particolare, la distribuzione uniforme è utile per variabili casuali caratterizzate da limiti superiore e inferiore e che hanno la stessa probabilità di verificarsi in qualsiasi punto tra questi limiti. La distribuzione normale è la distribuzione più importante attualmente in uso oggi, ma non è appropriata per molte proprietà del suolo e delle rocce, mentre la distribuzione lognormale è appropriata per le proprietà del terreno non negative come la coesione, il modulo elastico e la tangente dell'angolo di attrito. Per modellare il comportamento di variabili casuali limitate a intervalli di lunghezza finita, evitando che valori molto alti possano essere caratterizzati da probabilità di

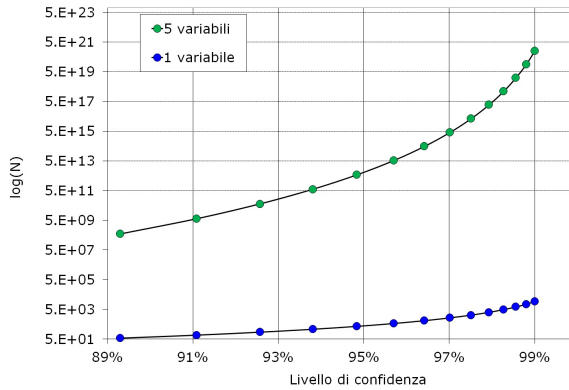


Figura 6.1: Andamento di N con l'intervallo di confidenza: confronto tra un modello con una variabile aleatoria e il modello previsionale a 5 variabili random.

occorrenza diversa da zero, molto spesso nell'ingegneria geotecnica viene utilizzata la distribuzione beta. Beta è una distribuzione non esponenziale molto flessibile e adattabile ai dati sperimentali [Baecher et al. 2005]; in genere è idonea a rappresentare la variabilità dell'angolo di attrito [Harr 1987] e la sua definizione richiede la stima di 4 parametri.

6.2.2 Modello di affidabilità

Come accennato nel precedente paragrafo (Par. 6.2) il modello implementato valuta la probabilità di collasso di un'area con le simulazioni Monte Carlo. Il metodo esatto, impiegato in una vasta gamma di discipline ingegneristiche e scientifiche, ripete l'analisi deterministica per N volte permettendo di valutare il valore assunto da una variabile casuale dipendente da altre grandezze random indipendenti. La stima della grandezza dipendente, oltre ad essere connessa all'accuratezza di stima dalle variabili indipendenti e al numero delle stesse, è strettamente connessa al numero di simulazioni eseguite:

$$N = \frac{h_{\alpha/2}^{2*N}}{2 \cdot \epsilon} = \frac{h_{\alpha/2}^{2*5}}{2 \cdot \epsilon} \quad (6.4)$$

In altre parole, un intervallo di confidenza elevato, e quindi un'accuratezza del risultato elevata, richiede molte simulazioni dipendenti dal numero di variabili indipendenti considerate dal sistema. In particolare il numero di simulazioni richiesto per una stima accurata della variabile aleatoria cresce in maniera esponenziale, ed assume valori assai diversi in funzione del numero di variabili considerate (Fig. 6.1).

Fissando ad esempio al 90% il livello di confidenza, per una variabile aleatoria sono richieste circa 60 simulazioni, nel caso di 5 variabili, sono necessarie invece $6e+08$

simulazioni; al crescere dell'accuratezza richiesta, il numero di simulazioni Monte Carlo da eseguire aumenta notevolmente raggiungendo, per un livello di confidenza pari al 99% e per 5 variabili, oltre $1e+21$ simulazioni.

Per variabili non correlate, e per il problema analizzato, il metodo Monte Carlo prevede la generazione di 5 sequenze di numeri random, le N realizzazioni forniscono un campione di valori possibili per il coefficiente di sicurezza F_s . Supponendo che la variabilità di F_s sia descritta da una distribuzione normale, la costruzione della distribuzione di probabilità cumulata *cdf* consente di valutare la *PoF* come probabilità associata al valore unitario di F_s [Cho 2007; Papaioannou et al. 2012].

6.3 Applicazione del modello ad un'area di studio

Per maggiore chiarezza di trattazione, e per meglio comprendere come la scelta delle *pdf* per le variabili aleatorie di input influenzi la stima della probabilità di collasso, nei paragrafi che seguono viene discussa l'applicazione del modello implementato ad un'area pilota della Regione Umbria, ben caratterizzata dal punto di vista geotecnico.

6.3.1 Localizzazione dell'area di studio

L'area è quella nota come zona di Morra, ed è localizzata nel comune di Città di Castello (Fig. 6.2), posto a nord della Regione Umbria con quote variabili tra 350 m s.l.m e 500 m s.l.m.

Il comune, ed in particolare l'abitato di Morra, è stata colpito da un importante fenomeno franoso nel novembre 2005 a seguito di un evento pluviometrico eccezionale che ha interessato l'intera Regione Umbria. Corsi di acqua importanti come il Tevere, il Nestore, il Nera e l'Assino sono esondati e numerosi dissesti si sono verificati nel territorio regionale; tra questi Morra costituisce l'evento di maggiore rilevanza (Fig. 6.3).

La frana complessa ha interessato una superficie di circa 45 Ha coinvolgendo un volume di terreno di $500.000 m^3$. L'area, ben caratterizzata dal punto di vista geotecnico, rappresenta un buon caso di studio su cui valutare l'influenza delle *pdf* sulla stima della probabilità di collasso (*PoF*).

6.3.2 Caratterizzazione dell'area

I vari report prodotti successivamente l'evento di frana sono concordi nel ritenere che la sequenza geologica interessata al fenomeno di scivolamento è quella torbidityca arenaceo peltica (Fig. 6.4), che dal punto di vista geotecnico ha un comportamento assimilabile alle torbiditi.

La caratterizzazione dell'area, costituita essenzialmente da un unico terreno di copertura, è stata effettuata integrando i dati misurati in sito con quelli derivanti da un ampio data-set sviluppato durante un progetto di ricerca che ha visto coinvolti

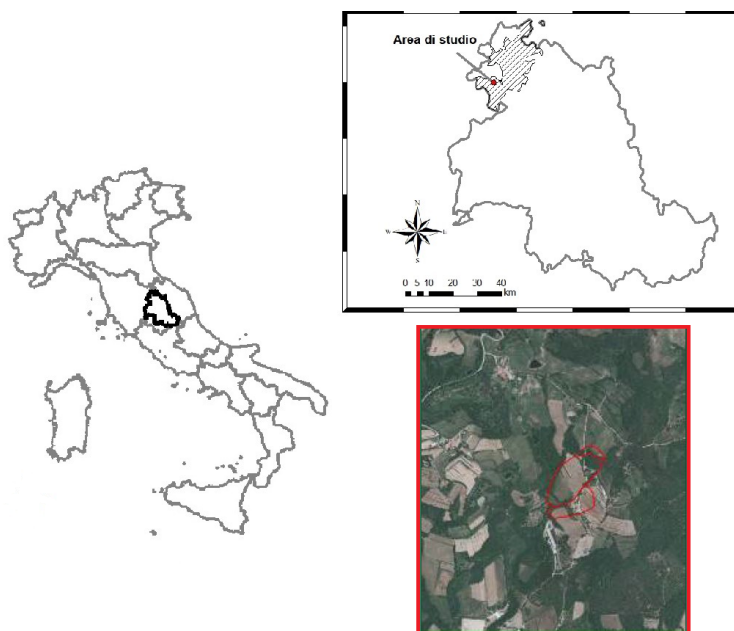


Figura 6.2: Localizzazione dell'area di studio, abitato di Morra.



Figura 6.3: Fotografie scattate dopo l'evento del novembre 2005.

L'Ufficio Controllo Costruzioni della Provincia di Perugia e il Gruppo di Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Perugia.

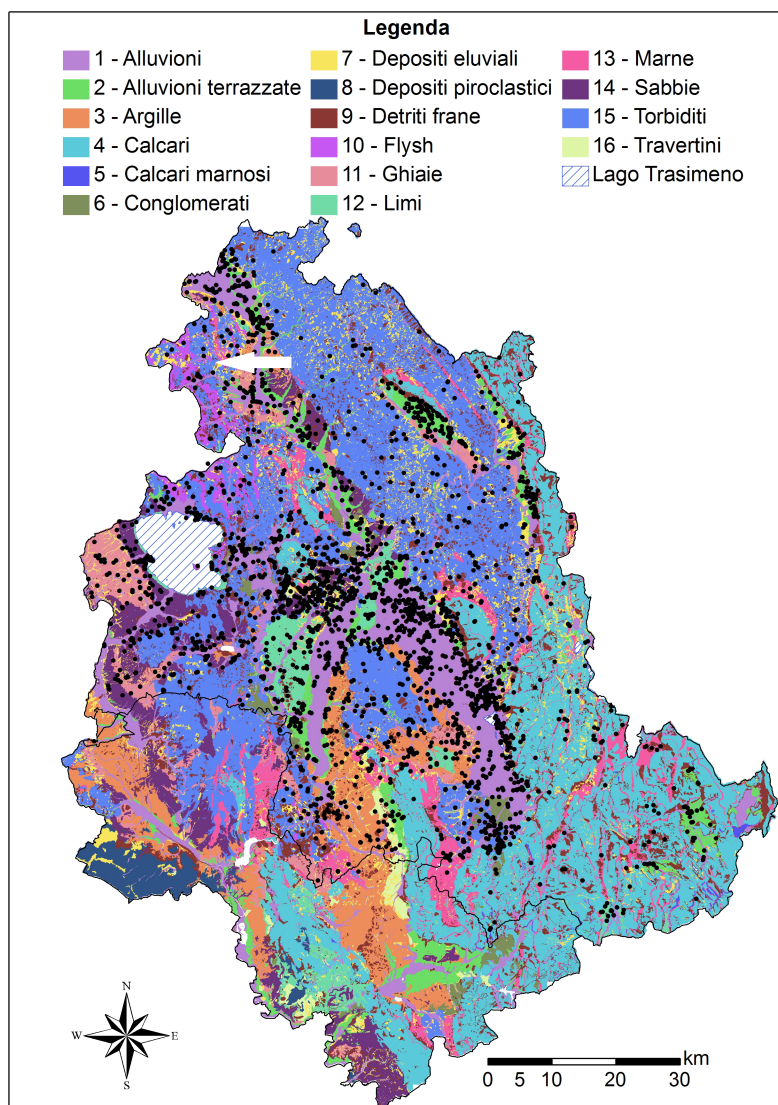


Figura 6.4: Carta litologica della regione Umbria.

Data set disponibile

Il database è costituito da circa 3000 record, disposti con densità non omogenea sul territorio regionale (Fig. 6.5); la maggior parte dei parametri meccanici sono stati stimati da prove penetrometriche, statiche e dinamiche, e solo il 3% da prove di

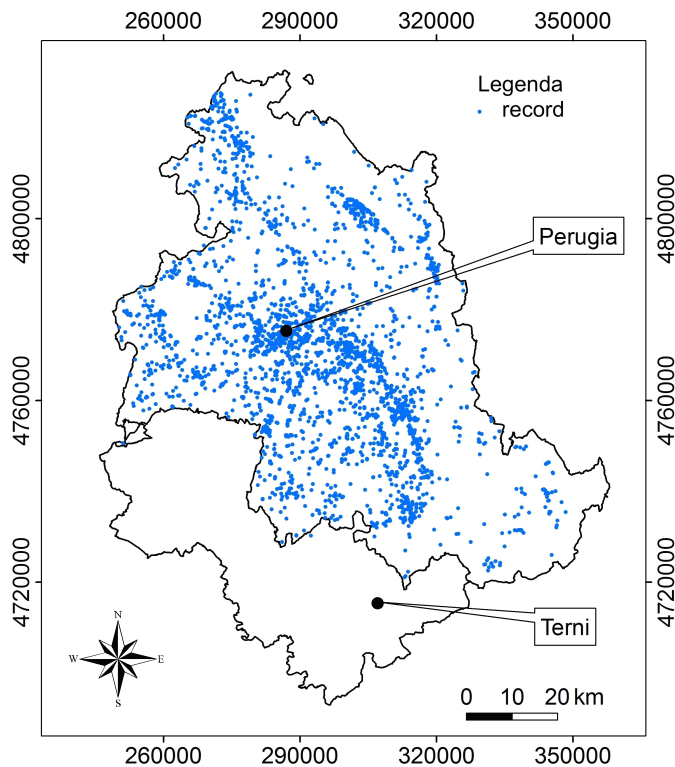


Figura 6.5: Distribuzione dei dati geotecnici raccolti nella provincia di Perugia della Regione Umbria.

laboratorio (Fig. 6.6).

Per le 16 classi litologiche individuate, riportate per completezza di trattazione (Tab. 6.1), le distribuzioni dei record relativi alle caratteristiche meccaniche di coesione ed attrito, sono mostrati rispettivamente in Fig. 6.7(a) e Fig. 6.7(b); in particolare in corrispondenza della zona di Morra (individuata in blu nelle figure Fig. 6.7(a) e Fig. 6.7(b)) e in relazione alle torbiditi, diverse sono le misure disponibili nell'intorno dell'area studiata.

I parametri meccanici di resistenza per le torbiditi sono stati ottenuti dall'analisi di 483 record, opportunamente analizzati al fine di rilevare la presenza di dati anomali o di misure irrealistiche. Gli istogrammi di frequenza assoluta, relativi alla coesione ed angolo di attrito, ottenuti sono riportati in Fig. 6.8.

La distribuzione delle frequenze indica come i valori assunti dal campione sono disposti all'interno di un range, e l'adiacenza dei rettangoli dà conto della continuità del carattere; in altre parole la forma dell'istogramma suggerisce la distribuzione di

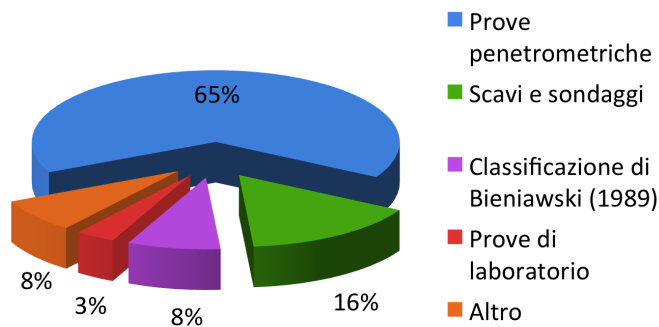


Figura 6.6: Frequenza delle indagini geotecniche eseguite sui terreni della provincia di Perugia.

Classe litologica	n. di punti
Alluvioni	848
Alluvioni terrazzate	364
Argille	154
Depositi eluviali	160
Detriti di frana	204
Depositi Piroclastici	0
Ghiaie	126
Limi	149
Sabbie	235
Torbiditi	483

Tabella 6.1: La tabella mostra il numero di punti di misura per ciascuna delle 16 classi litologiche individuate.

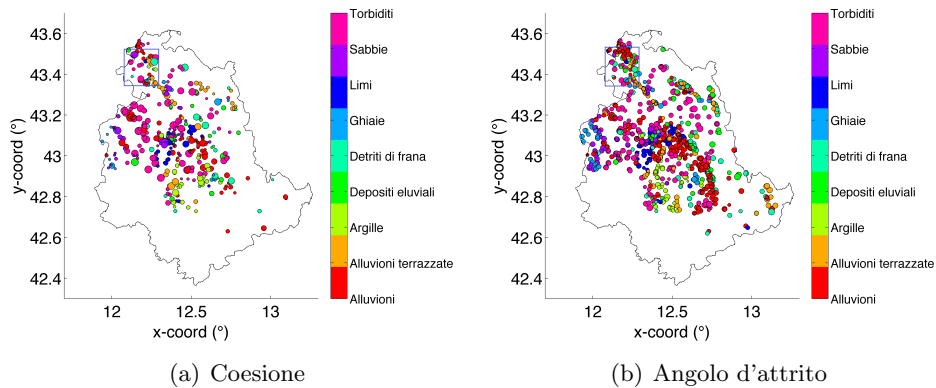


Figura 6.7: Distribuzione spaziale dei dati disponibili per le coltri superficiali della provincia di Perugia.

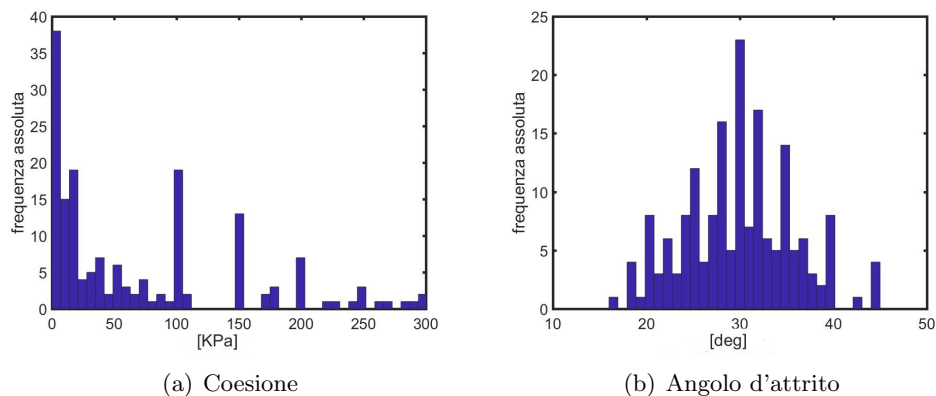


Figura 6.8: Istogrammi delle frequenze assolute per le torbiditi.

probabilità che meglio si adatta al campione. Tipicamente la coesione, come già accennato, è ben descritta da una distribuzione lognormale caratterizzata da un valore massimo (picco) molto vicino allo 0 e una distribuzione di valori che decresce lentamente per valori maggiori di 0; tuttavia la distribuzione impone valori positivi per la variabile analizzata. Tra i record rilevati invece per le torbiditi molti punti sono caratterizzati da un valore nullo per la coesione efficace, infatti l'istogramma presenta un picco proprio in corrispondenza dello 0 e un andamento decrescente al crescere della coesione. In questo caso specifico, non potendo escludere i valori nulli di coesione dalle osservazioni disponibili, la distribuzione esponenziale risulta la più adatta per la caratteristica meccanica di coesione delle torbiditi (Fig. 6.9(a)). L'angolo di attrito invece ha un andamento diverso, con moda lontana dallo 0 e raggiunta più o meno per valori prossimi a 30° , mentre valori minori o maggiori di 30° hanno probabilità di verificarsi più bassa (come indicato dall'altezza delle barre) che tende ad annullarsi in corrispondenza del valore massimo. La variabilità dell'angolo di attrito, caratterizzata da un coefficiente di kurtosis circa pari a 3 ($\gamma_2 = 2.97$) e coefficiente di asimmetria prossimo allo zero ($s = 0.10$) è quindi ben descritta da una distribuzione Gaussiana (Fig. 6.9(b)).

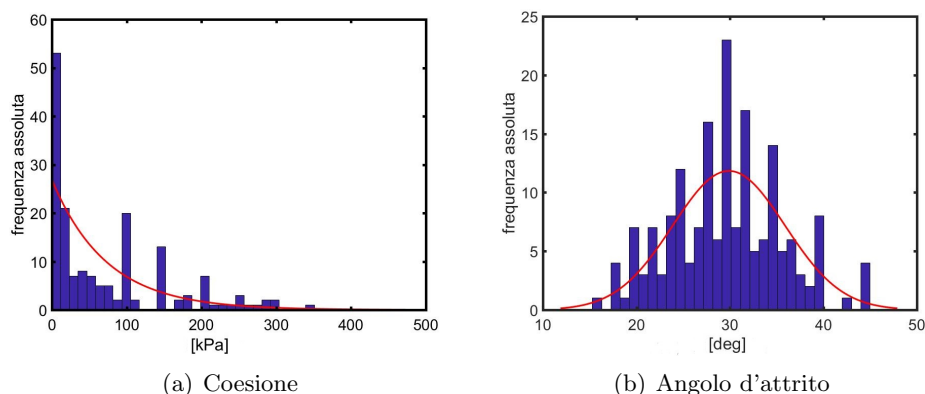


Figura 6.9: Istogrammi delle frequenze assolute per le torbiditi con fit delle pdf scelte.

Misure in sito

A seguito dell'evento estremo del novembre 2005 diverse sono state le prove geotecniche (Fig. 6.10) commissionate al fine di stabilire un piano di interventi per la stabilizzazione del versante.

In corrispondenza delle 8 perforazioni di sondaggio sono stati prelevati 4 campioni indisturbati di classe Q_5 e 10 di classe Q_3 . Oltre alle prove di laboratorio, sono state eseguite 2 prove penetrometriche SPT (denominate SPT1 ed SPT2), 4 prove geofisiche tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves, numerate da MA-



Figura 6.10: Disposizione dei sondaggi nell’area di studio

<i>Variabile</i>		<i>pdf</i>	<i>Media</i>	<i>COV</i>
Angolo di attrito	<i>deg</i>	Normale	30°	0.20

Tabella 6.2: Valori stocastici caratteristici per le torbiditi.

SW1 a MASW4), 4 profili sismici a rifrazione (numerati da PS1 a PS4), e 3 prove di permeabilità in foro a carico variabile (numerate da PP1 a PP3).

Definizione delle caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno

Integrando i dati derivanti dagli istogrammi sperimentali, ottenuti sulla base di una caratterizzazione effettuata su tutte le coltri superficiali costituite da torbiditi della Provincia di Perugia, con le misure in sito derivanti dalle prove geotecniche effettuate nella località di Morra, sono stati ricavati i valori medi di coesione e angolo di attrito, nonché il coefficiente di variazione (*COV*), usati come dati di input del modello previsionale. La distribuzione scelta e i coefficienti di variazione considerati per il terreno, considerato caratterizzato unicamente da una componente puramente attritiva, sono riportati in Tab. 6.2.

La caratterizzazione della variabili aleatorie modulo edometrico [Bowles 1996] e permeabilità satura [Kulhawy et al. 1990], in assenza di informazioni qualitative e quantitative, è stata effettuata sulla base di dati presenti in letteratura. Per la

permeabilità, considerando l'ampia variabilità, si è considerata una distribuzione log-normale; mentre per il modulo edometrico, definito da un range di variabilità fisso, una distribuzione beta, che assicura che valori troppo elevati di una grandezza siano caratterizzati da probabilità di accadimento molto basse.

6.3.3 Attribuzione dello spessore della coltre superficiale di terreno

Lo spessore della coltre superficiale di terreno (z), per ciascuna cella della griglia, è stato valutato attraverso la seguente formula empirica [Salciarini et al. 2006]:

$$z = 14 \exp(-0.07\alpha)$$

in cui α rappresenta la pendenza del versante espressa in gradi.

La formulazione, inizialmente nata per individuare la profondità del bedrock, esprime il legame valutato per i terreni della Regione Umbria, tra la pendenza e lo spessore della coltre superficiale (Fig. 6.11).

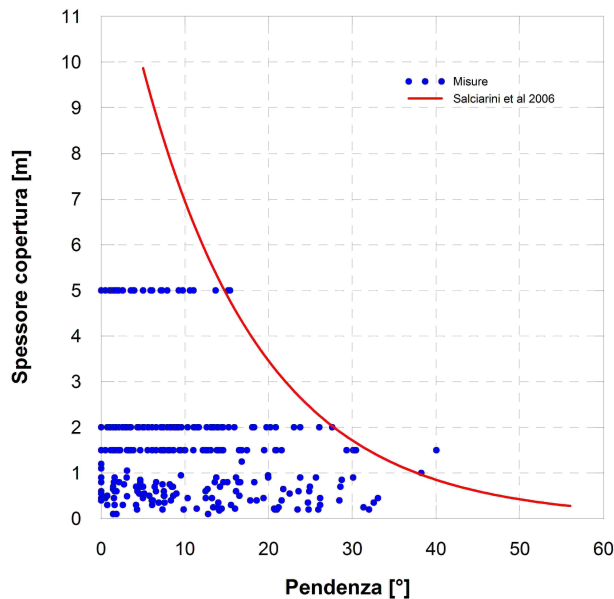


Figura 6.11: Correlazione tra la pendenza e lo spessore della copertura [Salciarini et al. 2006].

Lo spessore della coltre di terreno è un'ulteriore variabile aleatoria del modello, considerato distribuito normalmente con $COV=0.20$.

Scenario di pioggia	Intensità (m/s)	<i>pdf</i>	Durata (h)	<i>COV</i> (-)
I	$9.75 \cdot 10^{-7}$	<i>Lognormale</i>	24	0.13
II	$4.89 \cdot 10^{-7}$	<i>Lognormale</i>	72	0.16

Tabella 6.3: Scenari di pioggia considerati nella stima della probabilità di collasso.

6.3.4 Definizione degli scenari di pioggia

Approfondimenti sulla procedura con cui sono stati estratti i valori medi di intensità di pioggia sono contenuti in due lavori pubblicati in questi anni [Salciarini et al. 2015; Salciarini et al. 2019]; in breve le intensità di pioggia medie sono state stimate come media dei valori ottenuti dai 6 modelli climatici regionali (RCMs) realizzati nell'ambito del progetto Cordex (Coordinamento del downscaling climatico coordinato regionale per il dominio europeo www.cordex.org/data-access). Le intensità di partenza sono state estratte con una risoluzione spaziale/temporale pari a 0.125 / giorno e confrontate con i dati osservati in corrispondenza dei 56 pluviometri presenti nella Regione Umbria. Le analisi del modello previsionale sono relative alle piogge stimate per un tempo di ritorno $Tr=50$ anni, i dettagli sui valori numerici impiegati sono sintetizzati in Tab. 6.3.

6.3.5 Analisi numeriche

Per le torbidità il peso per unità di volume del terreno γ_s è stato assunto pari a $19KN/m^3$, nelle analisi il terreno di copertura esaminato è considerato omogeneo e completamente saturo ($Sr = 1$).

In base al carattere dimostrativo del presente studio e in assenza di ulteriori informazioni circa la posizione della superficie piezometrica (d_{wt}), si è ipotizzata una profondità $d_{wt} = 0.5d_{lb}$, dove d_{lb} è lo spessore della coltre superficiale di terreno.

Al fine di valutare l'influenza che la scelta delle *pdf* ha sulla stima della probabilità di collasso, l'area di studio è stata suddivisa in una griglia di celle regolari di lato $l = 10m$. La PoF , valutata con le simulazioni Monte Carlo, è stata stimata considerando per le 5 variabili aleatorie considerate nel modello *pdf* uniformi (PoF_{unif}) e le *pdf*, definite nei paragrafi precedenti con dettaglio (PoF_{rif}), e riportate per chiarezza di esposizione in Tab. 6.4.

La PoF_{unif} e PoF_{rif} sono state valutate per un numero di realizzazioni (N) di Monte Carlo pari a $1.140e05$, a cui corrisponde un intervallo di confidenza $(1 - \alpha)$ pari all'80%.

6.3.6 Risultati

Con riferimento all'evento di pioggia I; in Fig. 6.12(a) viene riportata la distribuzione spaziale della Probabilità di Collasso (PoF) ottenuta impiegando le pdf_{rif} , mentre la

<i>Variabile</i>		<i>pdf</i>	<i>Media</i>	<i>COV (-)</i>
Angolo di attrito	<i>deg</i>	<i>Normale</i>	30	0.20
Permeabilità	<i>m/s</i>	<i>Lognormale</i>	5.0e-7	1
Modulo Edometrico	<i>kPa</i>	<i>Beta</i>	1.0e4	0.18
Intensità di pioggia	<i>mm/h</i>	Lognormale	—	—
Spessore della coltre	<i>m</i>	Gaussiana	14.0exp(-0.07* α)	0.20

Tabella 6.4: Sintesi della caratterizzazione adottata per le 5 variabili aleatorie considerate dal modello.

Fig. 6.12(b) è relativa alla *PoF* valutata con pdf_{unif} per tutte le variabili aleatorie di input. Da qui in avanti, e per semplicità di trattazione, sarà indicato come modello (a), l'approccio che impiega, per la stima della *PoF* le pdf_{rif} per le variabili aleatorie di input; mentre il modello (b) è l'approccio in cui vengono usate le pdf_{unif} .

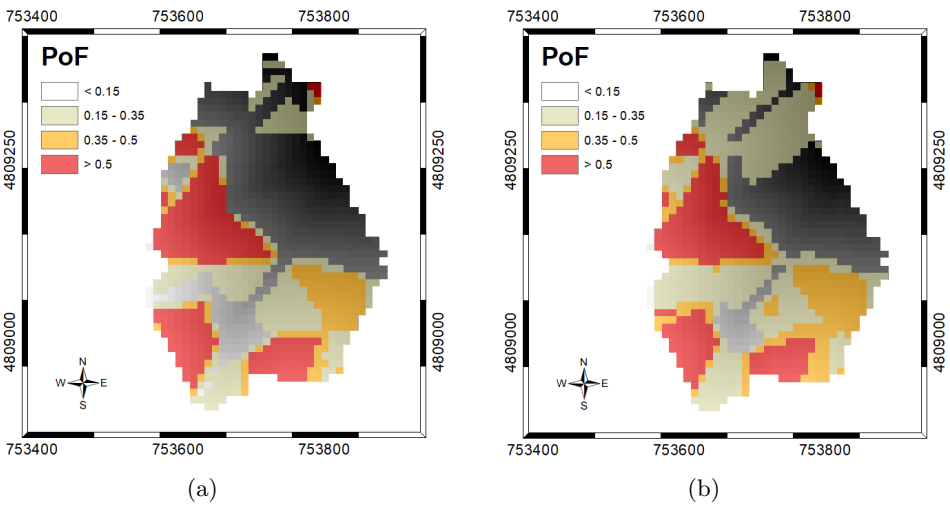


Figura 6.12: Distribuzione della *PoF* per i modelli (a) e (b) per l'evento di pioggia I.

Nelle figure Fig. 6.13(a) e Fig. 6.13(b), vengono mostrati i risultati relativi al II evento di pioggia considerato.

La *PoF* rappresentata, è relativa per tutti i casi (Fig. 6.12(a), Fig. 6.12(b), Fig. 6.13(a) e Fig. 6.13(b)), ad un numero di simulazioni $N = 1.140E0.5$. In presenza di 5 variabili aleatorie indipendenti, e un'area di estensione ridotta, l'onere

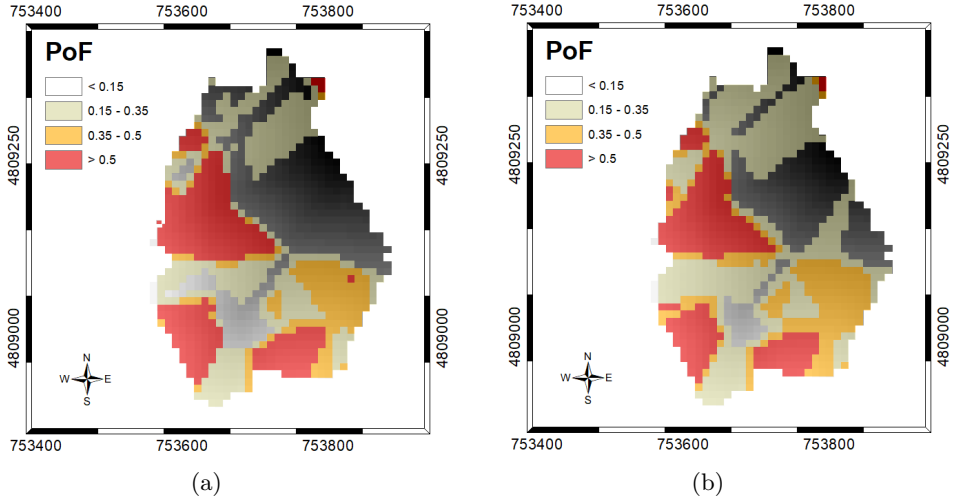


Figura 6.13: Distribuzione della PoF per i modelli (a) e (b) per l'evento di pioggia II.

computazionale richiesto dalla applicazione del metodo esatto Monte Carlo, è di circa 25 minuti ammettendo un errore nella stima $\epsilon = 20\%$.

Con riferimento all'evento di pioggia I (Fig. 6.12(a), Fig. 6.12(b)), dal punto di vista visivo, le celle caratterizzate da una PoF più alta ($PoF > 50\%$) sono disposte nelle stesse zone dell'area studiata per i due modelli. Il modello (b), individua un'area non trascurabile, nella zona sud-est, caratterizzata da una PoF compresa tra il 25% e il 50%. La parte nord-est del versante, non sembra caratterizzata da una PoF significativa nel modello (a); mentre il modello (b) individua una porzione importante di area in classe $15\% < PoF < 35\%$.

Con riferimento all'evento di pioggia II (Fig. 6.13(a) e Fig. 6.13(b)), le osservazioni fatte per l'evento I restano invariate, con l'ovvia conseguenza che un aumento di intensità di pioggia e soprattutto di durata ha prodotto un incremento delle celle caratterizzate da PoF compresa tra il 25% e il 50% (zona arancione) e PoF compresa tra il 15% e il 35%.

Per favorire un confronto quantitativo tra i due modelli, nelle Fig. 6.14(a) e Fig. 6.14(b) vengono rispettivamente mappate le quantità:

$$\Delta_1 = PoF_{unif} - PoF_{rif} \quad (6.5)$$

in cui le PoF confrontate sono quelle relative all'evento di pioggia I, e

$$\Delta_2 = PoF_{unif} - PoF_{rif} \quad (6.6)$$

in cui le PoF confrontate sono quelle relative al II evento di pioggia.

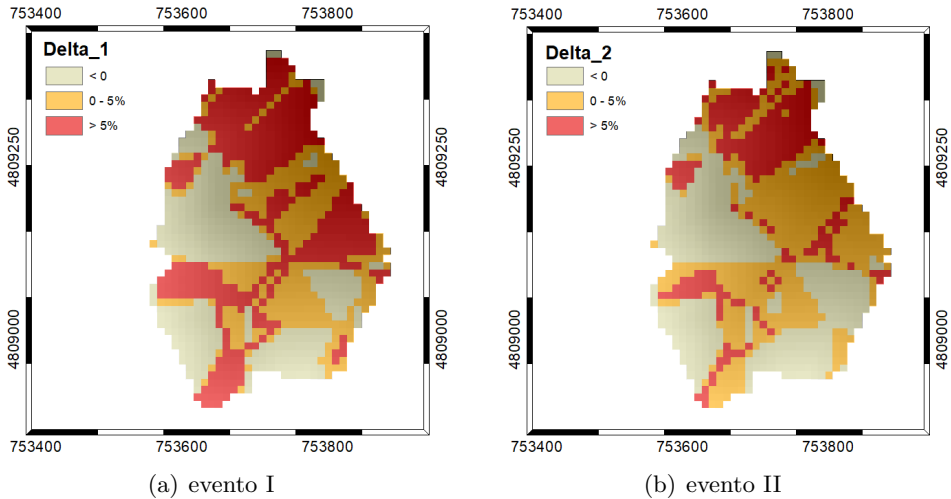


Figura 6.14: Distribuzione delle quantità Δ_1 e Δ_2 per i due eventi di pioggia I e II.

Le zone in cui la quantità Δ_1 risulta negativa (Fig. 6.14), quindi $PoF_{rif} > PoF_{unif}$, corrispondono alle aree che entrambi i modelli segnalano a pericolosità di collasso elevata $PoF > 50\%$. Mentre le aree in cui i valori di Δ sono maggiori del 5% corrispondono a porzioni del versante caratterizzate da PoF nulla (zona nord-est del versante Fig. 6.12(a) e Fig. 6.12(b)). In altre parole, valori di PoF più elevati vengono individuati dal modello *a* in corrispondenza di aree segnalate come rosse in entrambi i modelli, negli altri casi, il modello *b* stima valori superiori di PoF per ciascuna cella della griglia. Il gap tra i due modelli per la stima delle PoF positivo raggiunge valori del 9%, mentre gap negativi raggiungono valori prossimi al 18%. Una sovrastima della PoF nella classe $PoF > 50\%$ si ottiene impiegando le pdf_{rif} , invece per aree con PoF minori le pdf_{unif} sovrastimano le probabilità di collasso in porzioni importanti dell'area. Condizioni più drammatiche, in termini di differenza tra i due modelli, si ottengono con l'impiego di pdf_{unif} in cui i valori massimi e minimi, per le variabili aleatorie, vengono stimati sulla base di dati approssimativi e poco affidabili. Questa circostanza non è stata presa in considerazione poichè esula dal normale approccio geotecnico.

6.3.7 Considerazioni conclusive

Lo sviluppo di modelli di previsione per la valutazione delle condizioni di collasso di aree soggette a frane pluvioindotte è sempre stato un tema importante per la comunità scientifica. Negli ultimi anni, l'interesse per questo argomento ha ricevuto un notevole impulso a causa dell'estrema vulnerabilità del nostro paese rispetto agli eventi di pioggia intensa ma anche a causa degli effetti dei cambiamenti climatici sull'ambiente [Coe

et al. 2012; Coe 2016; Gariano et al. 2016; Alvioli et al. 2018]. Infatti numerosi nuovi studi su questo argomento mostrano che l'aumento del riscaldamento globale può influenzare in modo significativo l'attività delle frane e la stabilità di pendii naturali e artificiali [Rianna et al. 2014; Ciabatta et al. 2016; Salciarini et al. 2015; Gariano et al. 2017], però tali effetti sono difficilmente valutabili e quantificabili. Ad ogni modo, un approccio consolidato per la previsione di meccanismi franosi si basa sulla valutazione deterministica del coefficiente di sicurezza attraverso l'impiego di metodi fisicamente basati; tuttavia considerando la natura complessa del processo coinvolto, gli approcci probabilistici sono consigliati al fine di ottenere modelli previsionali affidabili. Il processo fisico che porta alla rottura di un versante è caratterizzato da molteplici incertezze [Nadim 2007], che non dovrebbero mai essere considerate nulle [Baecher et al. 2005], la casualità delle quantità coinvolte è considerata negli approcci probabilistici che esprimono il livello di sicurezza come una variabile casuale, quantificata dalla probabilità di collasso (PoF). Mentre gli approcci probabilistici sulla teoria e la pratica dell'affidabilità strutturale sono più diffusi, le applicazioni dei metodi probabilistici nell'ingegneria geotecnica sono aumentate notevolmente solo negli ultimi anni. La variabilità delle proprietà fisico-meccaniche del terreno, non solo da un sito all'altro e da uno strato all'altro, ma anche all'interno di depositi omogenei, rende necessario lo sviluppo di tali metodi. Di fondamentale importanza per una stima affidabile della PoF è la scelta delle funzioni di densità di probabilità, chiamate a descrivere la variabilità di parametri fisici e meccanici del terreno. Le analisi effettuate mostrano delle differenze tra la PoF stimata con le pdf_{unif} (PoF_{unif}) e la PoF stimata con le pdf_{rif} (PoF_{rif}) non proprio trascurabili. In alcuni casi, quelli più gravosi poichè caratterizzati da valori di probabilità di collasso elevati, l'impiego delle pdf_{unif} sembra condurre a stime non cautelative della PoF ($PoF_{unif} < PoF_{rif}$). Al contrario, in aree caratterizzate da valori di PoF bassi, la PoF_{unif} risulta sovrastimare le condizioni di potenziale instabilità ($PoF_{unif} > PoF_{rif}$).

Il discorso merita sicuramente un approfondimento al fine di generalizzare i risultati ottenuti; ad ogni modo questo contributo non ha la velleità di determinare quali tra i due approcci (modello (a) e modello (b)) sia il migliore ma ha il solo obiettivo di introdurre, nell'ambito dello studio e dell'implementazione dei modelli probabilistici, un focus particolare sull'attribuzione delle pdf per le variabili aleatorie di input al fine di migliorare l'affidabilità dei modelli previsionali promuovendo un utilizzo più consapevole degli stessi. Le analisi effettuate su un'area di studio ben caratterizzata mostrano che la scelta delle pdf per le variabili in input ha un peso sulla stima della probabilità di collasso e questo aspetto non può essere trascurato.

II

Parte II

L'area archeologica di Pietrabbondante, cenni storici

7.1 Introduzione

Pietrabbondante, con i suoi monumenti, ha svolto un ruolo fondamentale nella storia rappresentando un caposaldo insostituibile per la conoscenza del Molise antico e in particolare per la conoscenza delle antichità sannitiche del Molise. Si tratta di un centro che ha svolto un ruolo diverso da tutti gli altri insediamenti antichi, godendo della presenza di un *Santuario* di culto pubblico di importanza nazionale; al luogo sacro non solo afferivano le preghiere e le ideologie di tutto il Sannio Pentro ma vi erano concentrate tutte le funzioni amministrative territoriali.

Il sito archeologico di Pietrabbondante rappresenta il caso di studio di questa Tesi di Dottorato, al fine di comprendere l'importanza del complesso, che oggi si trova ad essere minacciato da problemi di dissesto idrogeologico, in questo capitolo viene tracciata la storia del sito ed illustrato un quadro di insieme di tutti i principali monumenti presenti. Il processo di tutela e salvaguardia di beni di interesse culturale è un processo multidisciplinare che coinvolge diversi settori scientifici, l'interdisciplinarietà del tema impone un'adeguata conoscenza storica che spesso risulta importante per la comprensione delle dinamiche evolutive dei complessi monumentali.

7.2 Breve storia del sito archeologico

Il complesso monumentale, eretto sulle pendici del monte Saraceno, è situato nell'attuale comune di Pietrabbondante (Fig. 7.1), ad una quota di 1000 m s.l.m. Principale centro pubblico di culto per i Sanniti Pentri, la storia del sito si colloca tra il V e il I secolo a.C.; in questa finestra temporale il complesso ha subito una distruzione parziale, databile intorno al 217 a.C. e coincidente con la II guerra punica e il passaggio dell'esercito Cartaginese di Annibale, e una successiva ricostruzione collocabile nel II sec. a.C.

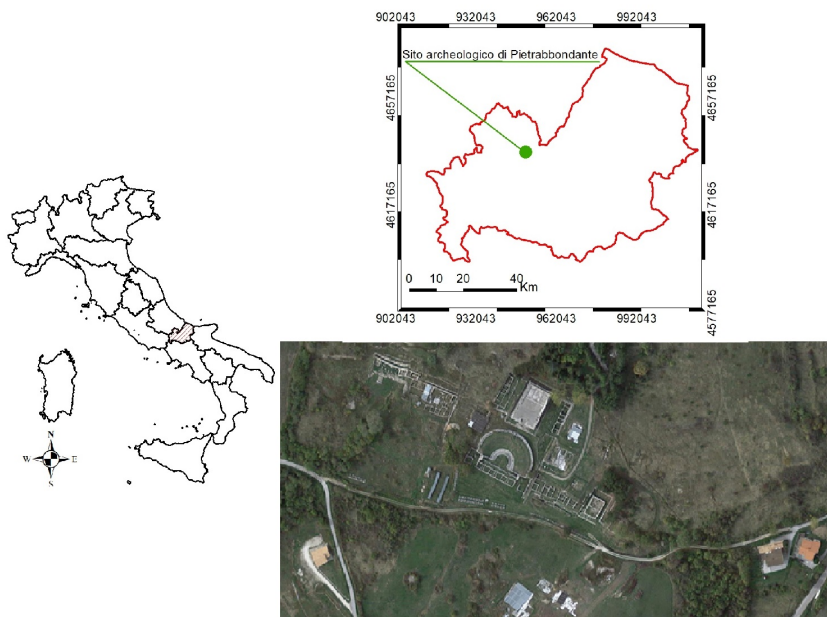


Figura 7.1: La figura mostra l'ubicazione del sito archeologico.

Prime informazioni documentate sul complesso monumentale risalgono al 1859, quando l'Architetto Ulisse Rizzo, direttore delle Antichità di Capua e Paestum, sintetizzò in 10 tavole il lavoro di scavi svolto nel periodo tra il 1857 e il 1859 ad opera dei Borboni, coordinati dal Soprintendente Regio Giovanni Maria D'Alessandro. In questa era si colloca la scoperta di due importanti monumenti, un *Teatro* (Par. 7.3) e un tempio minore definito *Tempio A* (Par. 7.4). Successivamente, dopo un periodo di pausa di circa dieci anni, le indagini sull'area archeologica ripresero sotto la guida della Provincia, poco fu fatto fino al 1939 quando l'area archeologica di Pietrabbondante divenne di competenza della Soprintendenza che incaricò, nel 1959 il Prof. Adriano La Regina, a coordinare le campagne di scavo nel complesso monumentale di Pietrabbondante. Dal 1959 ad oggi le ricerche su Pietrabbondante non sono mai state interrotte (Fig. 7.2); in particolare al 1959 risale la scoperta di un maestoso *Tempio* (Par. 7.5) monumentale maggiore, denominato *Tempio B*, mentre agli ultimi venti anni di attività sono legate scoperte importanti come la *domus publica* (Par. 7.8), le *tabernae* (Par. 7.6), il *Sacello* del *Santuario Orientale* (Par. 7.7), il cantiere incompiuto (Par. 7.9) e l'*Aerarium* (Par. 7.10) e *Piccola Stoa* [La Regina 1978].

Oggetti minori, non per importanza, ma semplicemente per dimensione, sono stati rinvenuti nell'area nel corso delle diverse campagne di scavo; monete, utensili da guerra, oggetti sacri, statue e lastre votive costituiscono importanti testimonianza del luogo e del carattere pubblico e sacro del complesso monumentale [La Regina

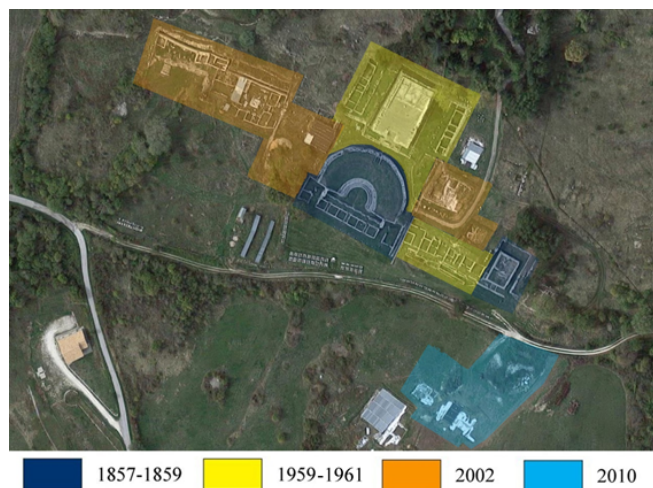


Figura 7.2: Cronologia dei vari ritrovamenti dal 1857 al 2010.

2017; La Regina 2014a; D'Amico 2018 b; Fardella 2018; Casale 2018]. Nei paragrafi che seguono vengono brevemente illustrate le opere strutturali più imponenti del sito al fine di comprendere la maestosità del complesso sannitico di Pietrabbondante, che regala ogni anno nuove scoperte (Fig. 7.3).

7.3 Il Teatro Sannitico

La costruzione di questa importante e suggestiva struttura, realizzata con l'impiego di pietra calcarea da taglio con lavorazione in opera poligonale per le pareti frontali (*analemmata*) e per il muro di contenimento semicircolare della *cavea*, si colloca tra la fine del II e l'inizio del I secolo a.C.

Il *Teatro* (Fig. 7.4) sorge sui resti di un più antico tempio andato completamente distrutto durante la II guerra punica; probabilmente realizzato per ospitare riunioni politiche e militari, solo successivamente divenne un'area destinata ad intrattenimento teatrale; la struttura è caratterizzata dalla presenza di una porzione destinata agli spettatori, *cavea*, un'area deputata ad accogliere l'orchestra e una parte dedicata alla scena. La *cavea* si compone di due parti distinte, una più inferiore, l'*ima cavea* formata da tre ordini di sedili con spalliera e braccioli scolpiti in forma di zampe di grifo, l'altra superiore, *summa cavea*, probabilmente realizzata con sedili in legno deteriorati dal tempo e dei quali si conservano oggi i muretti di fondazione. L'*orchestra* ha forma di emiciclo mentre il proscenio presenta cinque porte fiancheggiate da colonne e una cornice, sulla quale si impostava il tavolato ligneo del palco. A ridosso di quest'ultimo è posto il fronte scena in cui delle aperture favorivano gli ingressi e le uscite degli attori, mentre l'edificio retrostante, completato esternamente da un porticato, era adibito ad



(a) vista dall'alto del 1988



(b) vista dall'alto del 1994



(c) vista dall'alto del 2000



(d) vista dall'alto del 2006



(e) vista dall'alto del 2012

Figura 7.3: Estratti del Geoportale Nazionale che documentano l'evoluzione, in termini di ritrovamenti archeologici, subita dal sito nell'ultimo trentennio.

ospitare ambienti non visibili agli spettatori. Nel suo schema architettonico e nella decorazione scultorea, il *Teatro* è simile all'*Odeon* di Pompei [La Regina 2014b]; tale circostanza è supportata dal confronto tra la configurazione delle strutture e la forte affinità delle decorazioni artistiche e architettoniche (Fig. 7.5).



Figura 7.4: Il Teatro sannitico di Pietrabbondante.

7.4 Tempio A

La realizzazione del *Tempio A* (Fig. 7.6), uno dei primi ritrovamenti del sito, risale agli inizi del II secolo a.C.; la costruzione si erge su un podio con quattro colonne sulla fronte e presenta un'unica cella. Attualmente del monumento si conservano il basamento e il podio di forma rettangolare, mentre tra le decorazioni, si conservano le protomi leonine che decoravano la cornice e parte del fregio di tipo dorico, che alterna metope lisce e triglifi. Nel 2015 alcuni sondaggi effettuati all'interno della cella, hanno permesso di riscoprire la pavimentazione in lastre di calcare e di verificare l'eventuale presenza di fasi più antiche. Il complesso fu scavato a partire dalla seconda metà del 1800 e attirò l'attenzione di rinomati studiosi per le epigrafi in lingua osca e per la cospicua quantità di armi bronzee, sistemate come trofei nella porzione antistante l'edificio.

7.5 Il Tempio B

La struttura templare (Fig. 7.7), edificata alcuni anni dopo la realizzazione del *Teatro* secondo un progetto unitario, sorge su un alto podio e presenta la straordinaria peculiarità della pianta a tre celle con un ampio *pronaos* a cielo scoperto (*hypoethros*) tipico del tempio etrusco italico. Nell'epoca in cui il complesso fu edificato, due ampie terrazze con porticati sorgevano in corrispondenza delle due facciate laterali della costruzione, mentre una scalinata centrale garantiva il collegamento tra il *Tempio* e gli *altari*, posti su un piano pavimentato. La presenza di numerose iscrizioni permette di identificare lo stato sannitico come committente della grande impresa edilizia pro-



(a) Decorazioni presenti nel Teatro di Pietrabbondante



(b) Decorazioni presenti nell'Odeon di Pompei

Figura 7.5: Le immagini mostrano il grifone e il Talamone rispettivamente presenti nel complesso monumentale di Pietrabbondante e Pompei.

tabilmente dedicata a Semo Sancus Dius Fidius (nelle sembianze di iuppiter), Ops Consiva e Victoria; il decadimento dell'opera è collocabile in età augustea.

7.6 Area delle Tabernae

L'area delle tabernae (Fig. 7.8) si colloca tra il complesso *Teatro-Tempio B* e il *Tempio A* e si sviluppa secondo due terrazze parallele; la prima frequentazione risale alla prima metà del II sec. a. C. e riguardò esclusivamente la terrazza più alta caratterizzata dalla presenza di due *sacelli* realizzati su una piattaforma rialzata e allineata con quella del *Tempio A*. I due sacelli furono distrutti da un fulmine, successivamente interrato in una cassa litica ai piedi della piattaforma, insieme a numerosi materiali sacri e ossi animali fortemente combustibili. La pratica del seppellimento rituale del fulmine, attestata tra gli Etruschi, permetteva di preservare il “fuoco celeste”, depositato dal fulmine sulla terra [INASA 2018]. Tale riempimento ha generato la seconda terrazza, scoperta durante gli scavi del 1959-1961, posta in posizione allineata (porzione in giallo della Fig. 7.2) con il porticato del *Teatro*. In epoca romana, sulla terrazza più alta furono costruite delle botteghe (*tabernae*), affacciate su un lungo porticato scandito da colonne. Tra la fine del III e gli inizi del IV sec. d.C. il portico fu chiuso e gli ambienti così ricavati, furono utilizzati a scopo residenziale ovvero come magazzini



Figura 7.6: Ortofoto del tempio A delimitato, per tutto il perimetro, da un muro poligonale.

o negozi. Nel corso del IV secolo d.C. un incendio distrusse in modo definitivo tali strutture.

7.7 Il Sacello del Santuario Orientale

La struttura monumentale è costituita da tre ambienti posti in successione, attualmente la parte indagata è quella centrale caratterizzata da una pianta a forma quadrata (Fig. 7.9). L'area ospita i resti di un altare, una grande base di statua e alcuni significativi elementi architettonici di recupero che testimoniano la presenza di altri edifici nella zona. Probabilmente il sacello rimase in uso fino all'epoca tardo-antica e venne desacralizzato e abbandonato dopo il 406 d.C., in ottemperanza alle disposizioni imperiali sulla soppressione dei culti pagani e la demolizione dei rispettivi templi. La recente scoperta assume una rilevanza fondamentale non solo per la cronologia complessiva del santuario ma anche per la comprensione delle pratiche culturali e dei riti nel delicato passaggio dal paganesimo al cristianesimo.

7.8 La domus publica del santuario

La *domus publica del santuario* (Fig. 7.10) è stata riportata in luce nella sua interezza nel 2010 [La Regina 2010; INASA 2019a], dopo una campagna di scavi durata otto anni.

L'edificio, esistito per circa cinque secoli, ha subito diverse fasi edilizie, in particolare la prima coincide con la costruzione della grande *domus* del luogo sacro, databile nell'ultimo ventennio del II sec. a. C. La struttura (Fig. 7.11) si caratterizza per la

presenza di un grande atrio con impluvio (Fig. 7.11(a)), alae e tablinum e un grande portico a due navate (Fig. 7.11(b)).

La navata più esterna si compone di 8 colonne ed un pozzo di indubbia funzione rituale, la seconda navata invece è costituita da 5 colonne. Lo spazio aperto della navata interna era in passato destinato al deposito di doni votivi (Fig. 7.12), come statue di divinità e dediche in lingua osca, mentre importanti spazi chiusi ospitavano diversi ambienti tra cui: i) il *sacrarium* con altare, ii) un deposito chiuso per doni preziosi e iii) le cucine a servizio della *domus*. In questa parte di struttura uno spazio era destinato ad ospitare i banchetti pubblici che tipicamente si svolgevano nella navata esterna del portico. Tra la casa ed il retrostante muro di contenimento, in direzione del pendio si trovano gli alloggi per gli schiavi, una serie di celle quadrangolari dotate di focolari; la casa era servita da acqua corrente regimentata con dei fossi e preservata in apposite cisterne per far fronte ai periodi di siccità. L'edificio ha mantenuto la destinazione di *domus publica* del santuario fino agli ultimi esiti della guerra sociale del Sannio (82 a.C.).

Dopo circa mezzo secolo di abbandono, la *domus* venne occupata come residenza privata, di proprietà riconducibile a Gaio Socellio Celere. In questa fase edilizia, lunga circa tutto il II sec d.C., si collocano diverse trasformazioni come il rifacimento dei pavimenti, la sostituzione dell'impluvio sannitico con impluvio in pietra, la conversione di alcuni locali posti nella parte posteriore in area termale, il crollo del grande portico a due navate. E' invece databile tra la fine del II e la metà del III sec d.C., la ricostruzione del portico con elementi lapidei prelevati nelle aree porticate ai lati del *Tempio B*. Questa terza fase si caratterizza per la presenza di attività produttive direttamente collegabili alla cottura dei materiali fittili e ceramici predominati sulle attività agricole di un tempo. L'ultima fase di vita della *domus* è databile intorno alla metà del IV sec d.C. Le attività produttive vennero sostituite da un'economia di spoglio basata sull'estrazione dei metalli dalle strutture monumentali del passato e sulla raccolta di materiali metallici negli strati di distruzione.

7.9 Il Cantiere incompiuto

A Nord del *Teatro*, in una delle più recenti campagne di scavo, è stata rinvenuta un'area molto particolare e importante caratterizzata dalla presenza di 8 blocchi modanati in pietra calcarea, in fila e non del tutto ultimati. Probabilmente i ritrovamenti sono testimonianza di un vero e proprio cantiere antico, dove degli scalpellini interruppero repentinamente il lavoro, lasciandolo appunto incompiuto (Fig. 7.13). Sulla superficie dei blocchi, che dovevano essere destinati a un edificio di carattere monumentale al momento sconosciuto, si riconoscono le tracce di vari tipi di scalpelli usati per lavorare la pietra. È assai probabile che l'antico cantiere risalga all'epoca della Guerra Sociale, quando il santuario smise di svolgere le sue principali funzioni; ciò spiegherebbe la brusca interruzione dell'attività degli scalpellini e il motivo per cui i blocchi furono definitivamente abbandonati. Le recenti attività di scavo hanno portato alla luce nuove strutture murarie, pavimentali e un pozzo per l'estrazione dell'acqua; ci sono

buone possibilità che si tratti di un edificio stabile, destinato ad ospitare l'attività degli artigiani costantemente impegnati nella produzione di materiale litico destinato al santuario.

7.10 Aerium e piccola stoà

Nel 2010, indagini condotte nella parte orientale del sito, hanno portato alla scoperta di un nuovo tempio, inizialmente definito *Tempio L*, senza podio e costruito in terra cruda e con pianta tripartita, identificato con un aerarium e destinato alla raccolta del denaro offerto dai devoti (Fig. 7.14). Nell'area sono stati esplorati l'erario e, alle sue spalle, una piccola stoà, composta da tre ambienti affacciati su un'area porticata e destinati a custodire le offerte dei fedeli. L'edificazione del complesso si colloca tra gli ultimi anni del III sec. a.C., successivamente al devastante passaggio delle truppe di Annibale. Del *Tempio*, tripartito e privo di podio, si conserva un basso zoccolo in pietrame sul quale si impostava l'alzato in terra cruda. La scelta della tecnica costruttiva e l'uso di materiali di recupero denotano la necessità di edificare tale struttura in modo rapido e nel corso degli eventi bellici ancora in atto. La caratteristica doppia chiusura e la presenza, nella cella, di una *trapeza* (tavolo in pietra) con iscrizione in osco, hanno permesso di identificare l'edificio con l'erario del santuario. Alle spalle della trapeza sono stati rinvenuti i resti di una cassa di legno interrata contenente numerose monete e alcuni gioielli. La struttura restò in uso fino agli inizi del I sec. a.C. e, anche a seguito di un rituale ufficiale di chiusura, i fedeli continuarono a portare offerte sulle sue rovine per altri 150 anni. Nuove attività di scavo sono ad oggi in corso (Fig. 7.15), molte continuano ad essere le bellezze portate alla luce, a testimonianza dell'importanza storica e culturale di questo grande e antico complesso [La Regina 2017; La Regina 2014a; D'Amico 2018 b].

7.11 Considerazioni conclusive

La scoperta del complesso monumentale di Pietrabbondante risale al XIX secolo, quando i Borboni iniziarono a portare alla luce i resti di un importante Santuario nazionale di culto pubblico; nel corso degli anni, la straordinarietà del luogo ha suscitato notevole interesse da parte di storici e archeologi. Le numerose attività di scavo e gli straordinari ritrovamenti, avvenuti nel corso del tempo hanno di fatto consentito la comprensione della successione cronologica degli eventi storici legati al sito, ma anche la conoscenza della cultura sannitica.

Pietrabbondante ha svolto infatti un ruolo fondamentale nell'antichità ed i Sanniti rappresentano il primo popolo che ha lasciato un'impronta sulle terre molisane; la loro civiltà fiorì e si sviluppò in questo territorio. In relazione a questa importante civiltà italica, il Santuario di Pietrabbondante ha sicuramente svolto un ruolo apicale, dalla sua nascita al suo declino iniziato in epoca augustea [D'Amico 2019; INASA 2019b]; oggi costituisce un lascito monumentale importante da preservare per la cultura delle

generazioni future. Il sito, che sorge in una posizione straordinaria, è attualmente minacciato da problemi di natura geologica e geomorfologica che richiedono opportuni approfondimenti al fine di tutelare il complesso da eventi estremi tra cui i meccanismi franosi.



(a) Alcuni dettagli costruttivi del *Tempio B*



(b) Immagine dall'alto del maestoso *Tempio B*

Figura 7.7: Fotografie della struttura templare posta alle spalle del Teatro e spesso identificata come struttura Teatro-Tempio.



Figura 7.8: Panoramica dell'area nord e sud delle Tabernae.



Figura 7.9: Le immagini mostrano, oltre alla veduta frontale del Sacello Orientale alcuni ritrovamenti importanti avvenuti nell'area del Sacello del Santuario Orientale.



Figura 7.10: La domus publica del Santuario.



(a) L'impluvium della Domus Publica



(b) Il colonnato (portico) della *domus publica*

Figura 7.11: Elementi caratteristici della *domus publica* del santuario.



Figura 7.12: Monumenti votivi rinvenuti nella stoà annessa alla domus publica.



Figura 7.13: L'immagine mostra i resti di blocchi e di un pozzo ritrovati nell'area del cantiere incompiuto.

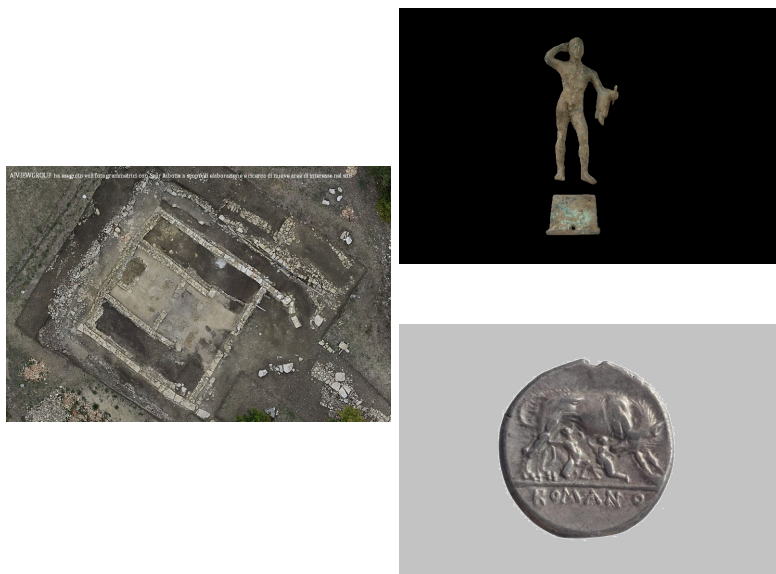


Figura 7.14: Monumenti rinvenuti nella nuova zona di scavo posta nella parte orientale del complesso monumentale.



Figura 7.15: Recenti ritrovamenti della nuova zona investigata posta nella parte ovest del Tempio B.

L'area archeologica di Pietrabbondante, contesto di riferimento

8.1 Introduzione

Il sito archeologico di Pietrabbondante è un luogo storico caratterizzato dalla presenza di numerosi manufatti, diversi per tipologia, per tecnica costruttiva e per cronologia di realizzazione; i monumenti sono stati ritrovati in età diverse durante le campagne di scavo archeologico che si sono succedute, in maniera più o meno continuativa, dal 1850 ad oggi.

Da una prima analisi delle principali strutture emerge come la continua esposizione agli agenti atmosferici, la presenza di uno stato di sollecitazione indotto dalle diverse fasi di scavo, nonché la mancanza di ordinaria manutenzione causino fenomeni di degrado e danno sui monumenti [Volpe et al. 2017].

L'esposizione agli agenti naturali accelera il meccanismo di deterioramento connesso all'erosione delle malte e degli elementi lapidei, mentre la pioggia accelera la distruzione di malte storiche generalmente costituite da leganti d'aria favorendo la formazione di patine biologiche e efflorescenze [Marra et al. 2019]. L'alternanza naturale dei cicli di gelo e disgelo, unita alle escursioni termiche ha spesso causato una vera e propria frammentazione della pietra, questa problematica ad esempio è ben visibile oggi nella parete posteriore del *Tempio B* e sulla parete anteriore della terrazza su cui è localizzato il cantiere incompiuto.

Ulteriori fenomeni di degrado, sono invece ascrivibili agli interventi di restauro realizzati con la finalità di ottenere un'immagine unica, di insieme, dei manufatti; mentre alterazioni, legate all'interazione reciproca di elementi strutturali rimasti sepolti per anni e terreno, hanno favorito lo sviluppo di rotazioni e deformazioni di alcune porzioni dei monumenti. Fenomeni di questo tipo sono ben visibili nella *cavea* e nella parte laterale dedicata all'*orchestra*. Meccanismi di parziale distacco, favoriti dall'impiego di materiale per gli interventi di restauro caratterizzato da proprietà fisiche

e chimiche diverse, sono visibili invece in diverse aree del santuario; inoltre l'area laterale dell'orchestra appare sottoposta a fenomeni di instabilità di blocchi di pietra che costituiscono i muri di contorno.

Oltre alle molteplici osservazioni qui appena riportate, la conservazione dell'area è fortemente minacciata da problemi di natura geologica e geotecnica che interessano il versante a monte del sito. E' su questo aspetto che il lavoro di Dottorato focalizza l'attenzione senza però perdere di vista il forte carattere multidisciplinare che caratterizza l'importante tema della protezione e conservazione dei siti archeologici. In questo capitolo, viene approfondito il contesto geologico, idrologico e geomorfologico dell'area al fine di comprendere meglio il complesso assetto strutturale dell'area esaminata. Le informazioni, di seguito riportate, derivano da uno studio approfondito della documentazione sviluppata da vari enti predisposti alla tutela del territorio ed in particolare del documento "studi geologici propedeutici alla realizzazione del Piano di riqualificazione territoriale in variante al vigente strumento urbanistico del centro abitato di Pietrabbondante" redatto nel 2007 [De Pari et al. 2007].

8.2 Inquadramento geologico generale

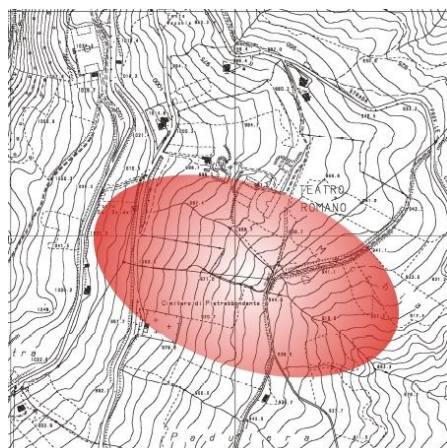
Il complesso archeologico è localizzato a sud dell'abitato del comune di Pietrabbondante, nel settore nord-occidentale della Regione Molise (Fig. 8.1(a)). Con riferimento alla Carta Tecnica Regionale, l'area ricade all'interno dell'elemento n. 393051 (Fig. 8.1(b)).

Il comune di Pietrabbondante copre un'area molto complessa e geologicamente caratterizzata dall'affioramento di diverse unità geolitologiche, alcune prevalentemente di natura carbonatica altre tipicamente a composizione silicoclastica. A nord dell'abitato affiorano un'unità stratigrafica antica, caratterizzata da rocce sedimentarie carbonatiche (rudstone, floatstone e grainstone) bianco-grigiastre e eterometriche (i clasti dei rudstone variano da pochi millimetri a 50 cm), al cui interno si rinvencono localmente porzioni di calcari sabbiosi bianco giallastri tipo packstone; e un'altra unità carbonatica composta da alternanze di grainstone e packstone bianco-grigiastri con lenti e arnioni di selce rossa e grigia e strati di spessore variabile da 5 m a 40 cm.

In corrispondenza della parte ovest dell'abitato e dell'area archeologica, un'unità composta da alternanze di packstone grigiastri a bioclasti (spicole di spugne) e wackestone-packstone grigiastri, con strati di spessore variabile dai 10 cm ai 15 cm si alterna a quella che è l'unità affiorante cronologicamente più recente costituita essenzialmente dall'unità argilloso-sabbiosa di natura silicoclastica (Fig. 8.2). Sulla base della granulometria, l'unità è divisibile in quattro sotto-unità: i) una parte bassa, costituita da livelli metrici di argille marnose plumbee, in strati di spessore millimetrico e talora centimetrico; ii) una parte medio bassa, composta da sabbie medio-fini eterometriche di colore variabile dal grigio al marrone, discretamente cementate e con clasti prevalentemente costituiti da elementi litici e di quarzo; gli strati di questa porzione hanno uno spessore variabile da qualche millimetro fino a 20 cm; iii) una por-



(a) Stralcio della Carta Topografica d'Italia in scala 1:50.000 (Foglio 393 "Trivento")



(b) Stralcio cartografico su base CTR con individuazione dell'area di studio

Figura 8.1: Inquadramento generale dell'area di studio.

zione medio alta, costituita da livelli centimetrici di argille marnose di colore marrone chiaro e talvolta arancio, con strati di spessore di pochi millimetri, e iv) la parte alta costituita da marne limoso-sabbiose giallastre e marne di colore grigio marroncino e talora grigio-verdastro, con strati di spessore variabile da pochi millimetri a circa 3-4 *cm*. Tale unità, facilmente correlabile alla parte alta silicoclastica della Formazione del Flysch di Agnone, affiora diffusamente in tutta l'area abitata e nel settore dei resti del *Teatro* e delle zone soggette all'ampliamento degli scavi archeologici.

Sopra le unità che formano il substrato, sono presenti diverse tipologie di materiali di copertura con spessori variabili da inferiore al metro a diversi metri; in particolare sui rilievi carbonatici sono presenti coperture a matrice argillosa rossastra con all'interno pochi inclusi lapidei calcarei spigolosi con dimensioni variabili dal millimetro a diversi centimetri.

Sui versanti con substrato argilloso sabbioso si trovano invece coperture eluvio-colluviali, di colore marroncino, composte da matrice argillosa con locali porzioni limose e sabbiose, al cui interno si rinvenivano rari inclusi lapidei calcarei spigolosi con dimensioni variabili dal millimetro a pochi centimetri. Tali coperture presentano generalmente spessori compresi tra 1 *m* e 3 *m* anche se in alcune zone, prevalentemente nelle parti basse dei versanti, raggiungono anche spessori superiori ai 3 *m*. Coperture detritiche caratterizzano invece i versanti carbonatici, essenzialmente composte da matrice argillosa, localmente sabbiosa, con all'interno numerosissimi inclusi lapidei calcarei spigolosi con dimensioni variabili dal millimetro a diversi metri. Non trascurabili sono i materiali di frana, che si rinvenivano lungo i versanti con struttura

caotica e colore marrone scuro, composti da matrice argillosa, localmente limoso-sabbiosa, con all'interno inclusi lapidei calcarei spigolosi con dimensioni variabili da qualche millimetro ad alcuni decimetri. Lo spessore di tali materiali è compreso tra 1 m e 3 m nelle zone di rilascio ed è superiore ai 3 m nelle aree di accumulo. Infine, sul rilievo dove sorge il centro abitato di Pietrabbondante sono presenti coperture di origine antropica, di colore per lo più bruno, composte da matrice argilloso-sabbiosa, talora limosa, con all'interno inclusi lapidei spigolosi e frammenti di cocci e materiale da costruzione di dimensioni centimetriche.

8.2.1 Assetto strutturale

Le unità geolitologiche affioranti si presentano in strutture monocliniche immergenti verso est, come avviene per l'unità argilloso sabbiosa a nord del centro abitato e per l'unità calcarea a packstone presso Monte Caraceno, e verso SSE, come avviene per l'unità calcarea a grainstone a nord dell'abitato e presso Colle di Rame (Fig. 8.2). Piccoli fronti di sovrascorrimento, sono infine presenti, alla base dei rilievi carbonatici posti nell'area a nord del centro abitato. Questi ultimi elementi determinano le sovrapposizione delle unità carbonatiche a rudstone e grainstone sull'unità argilloso sabbiosa.

8.2.2 Caratteristiche geomorfologiche

Il comune di Pietrabbondante è interessato da diversi processi gravitativi di versante, molto ben visibili a nord e ad est dell'abitato, divisibili fondamentalmente in due tipologie principali di movimento: i) deformazioni lente di versante e ii) movimenti franosi. Le prime sono costituite essenzialmente da fenomeni di creep e soliflusso che caratterizzano tutto il versante settentrionale del rilievo su cui sorge il paese di Pietrabbondante e le zone prospicienti il *Teatro*; i movimenti franosi diffusi invece sono presenti sul versante settentrionale del nucleo abitato e sono dovuti prevalentemente all'approfondimento delle rete idrografica e alle scadenti caratteristiche meccaniche dei terreni (Fig. 8.2). Le frane presenti e censite sono quasi tutte quiescenti e interessano solo piccoli spessori di materiale alterato; infine sui rilievi carbonatici, a nord del centro abitato, fenomeni di crollo in roccia interessano il versante e coinvolgono ingenti volumi di materiale.

La geomorfologia dell'area monumentale risulta fondamentalmente costituita da processi relativi al deflusso di acque correnti superficiali e da processi gravitativi di versante.

8.2.3 Caratteristiche idrogeologiche

L'area di Pietrabbondante è caratterizzata da un'idrogeologia semplice e dalla mancanza di strutture acquifere importanti (Fig. 8.3); gran parte della circolazione idrica è confinata nelle coltri di terreno più superficiale ed alterato ed è connessa essenzialmente agli apporti meteorici. Questi ultimi sono fortemente variabili nell'arco dell'anno,

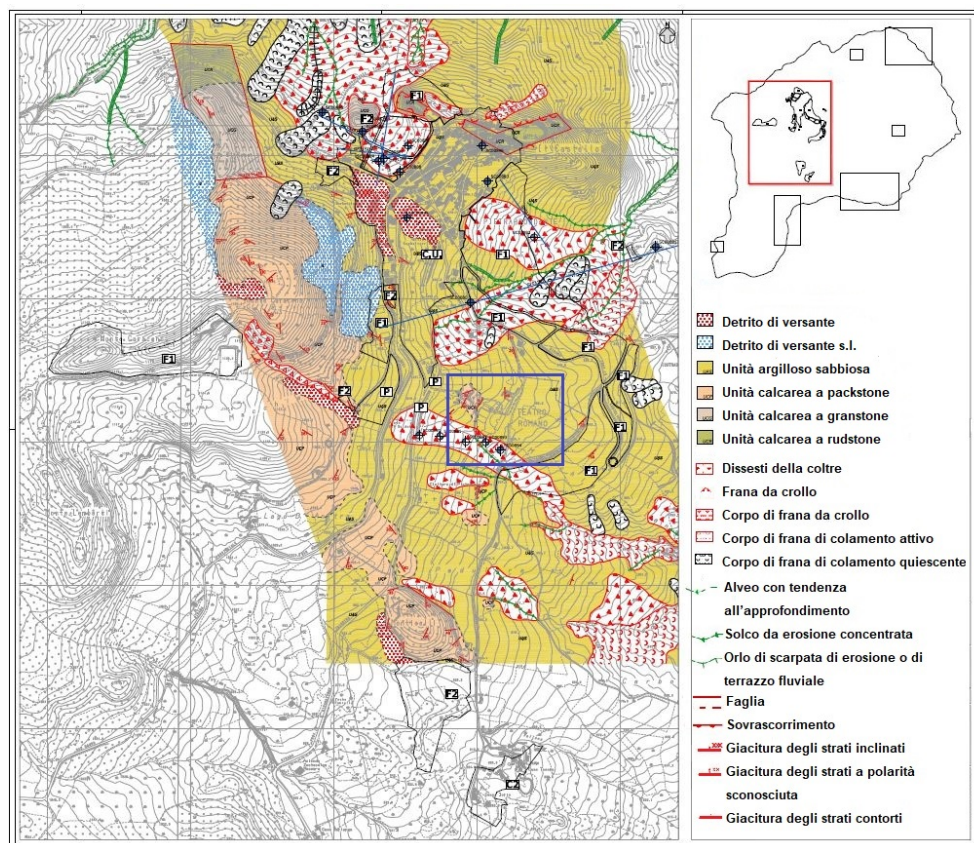


Figura 8.2: Carta geomorfolitologica dell'abitato di Pietrabbondante. In blu è riportata la zona dell'area archeologica.

in particolare sono consistenti nel semestre inverno-primavera, in cui oltre a piogge abbondanti non trascurabile vi è l'apporto derivante dallo scioglimento della neve che permane sul territorio per periodi piuttosto lunghi. Con riferimento alla permeabilità dei litotipi presenti, per i corpi lapidei a prevalente componente calcarea, la permeabilità risulta legata allo fratturazione degli ammassi piuttosto che alla conducibilità idraulica specifica del terreno; mentre in corrispondenza dei corpi rocciosi, la conducibilità è legata alle notevoli fratture presenti per via dell'intensa attività tettonica che ha interessato il territorio nel passato geologico. Tale elemento è facilmente riscontrabile nelle numerose lineazioni strutturali riscontrate in fase di fotointerpretazione e nelle numerose superfici strutturali rilevate nel corso dei rilievi a terra. Nella Fig. 8.4 vengono riportate le caratteristiche di permeabilità del territorio, con particolare riferimento all'area di studio bassi valori di permeabilità caratterizzano i litotipi affioranti.

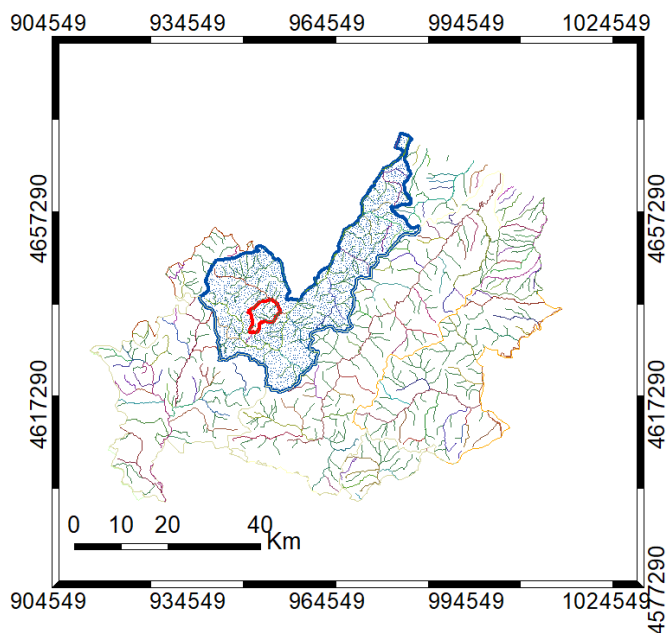


Figura 8.3: Carta con i principali bacini idrografici della Regione Molise, l'abitato di Pietrabbondante afferisce al bacino del fiume Trigno.

8.3 Contesto locale: un focus sull'area di studio

Con particolare riferimento all'area archeologica, depositi riferibili all'unità argillo-sabbiosa coperti da depositi detrito-colluviali costituiscono la geologia locale dell'area di studio; nella zona risulta affiorante il Flysh del Molise, costituito da sedimenti

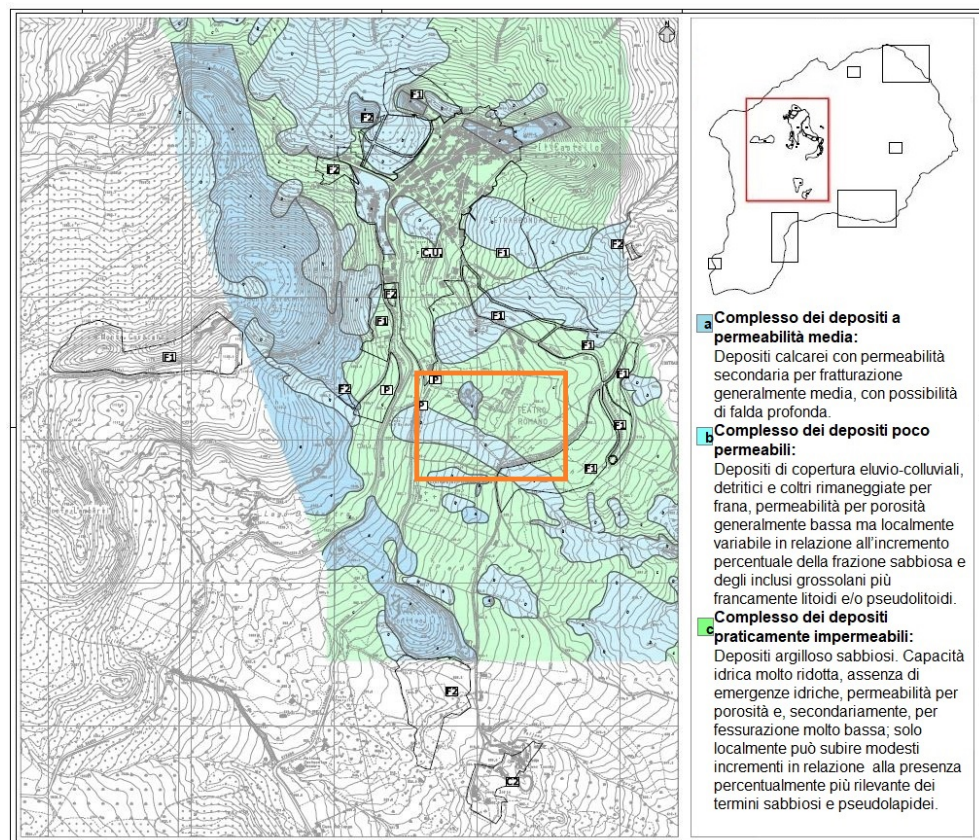


Figura 8.4: Carta idrogeologica della porzione centrale dell'abitato di Pietrabbondante. Il riquadro arancione individua la zona del sito archeologico.

sinorogenici arenacei argillosi, che si alternano a peliti grigi e marroni, e arenarie micacee grigio-giallastre. La parte centrale della successione comprende arenarie a grana grossa o media, a volte presenti in letti massicci che coinvolgono strati di terreno limoso-argilloso centimetrici [Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale 2010]. Il substrato locale risulta costituito da limi argillosi e argille limose di colore variabile dal grigio all'avana-marrone con in alternanza livelli e/o lenti di marne grigie e livelli centimetrici di calcarenite dello stesso colore. Solo in limitati settori, si rilevano affioramenti di calcari tipo packstone e wackestone a bioclasti organizzati in strati di spessore compreso tra 10 e 15 cm.

Nel comune sono diversi i meccanismi morfoevolutivi attivi, così come documentato dal Progetto Inventario dei fenomeni franosi italiani (IFFI), che però sembrano non coinvolgere direttamente il versante che insiste sull'area archeologica (Fig. 8.5),

anche il Piano di Assetto idrogeologico (PAI) non rileva situazioni preoccupanti in termini di presenza di zone ad alto pericolo da frana (Fig. 8.6).

Tuttavia, nel 2002, durante una nuova campagna archeologica di scavi, diverse evidenze di dissesto superficiale sono state rilevate e segnalate dagli operatori nella zona a ovest del *Teatro*, ossia in corrispondenza della porzione di pendio che insite sulla *domus publica*.

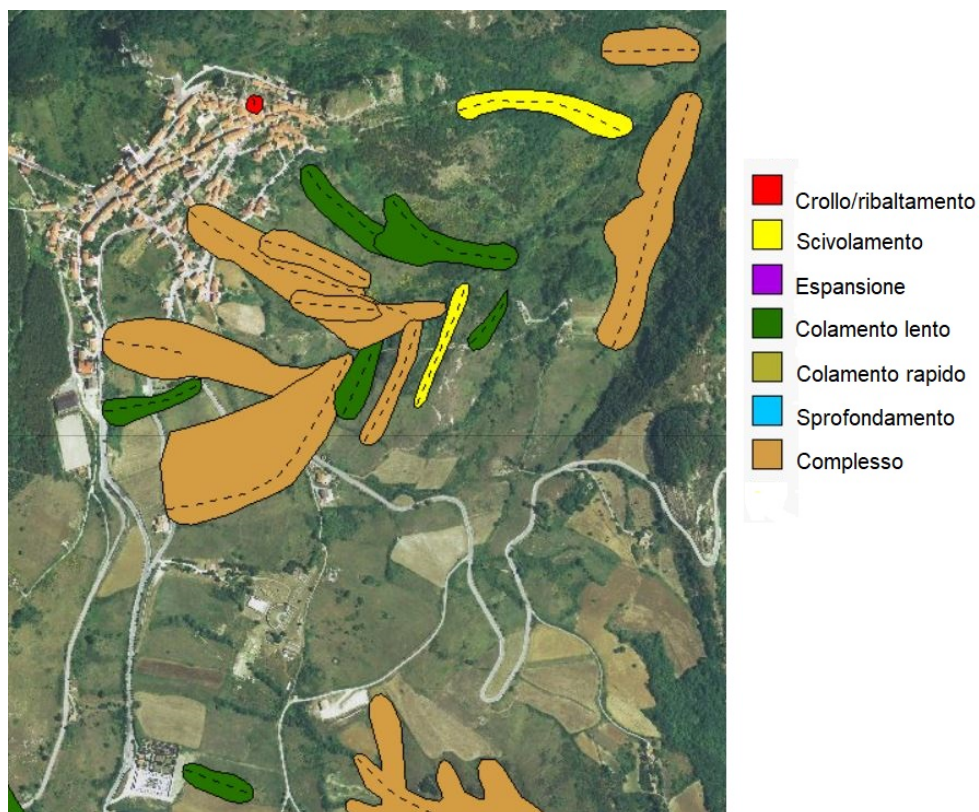


Figura 8.5: Estratto del progetto IFFI, *Inventario dei fenomeni franosi in Italia*.

In corrispondenza del settore citato, è evidente la presenza di due solchi di acqua che ruscellano il pendio con un'azione erosiva non trascurabile soprattutto in concomitanza con eventi meteorici particolarmente intensi e prolungati nel tempo. La presenza di acqua di ruscellamento va a influenzare, localmente, lo stato di equilibrio del sistema e le coltri più superficiali, così come le porzioni di terreno rimaneggiate, sono sottoposte a fenomeni di scivolamento.

Il versante complessivamente è caratterizzato da una morfologia ondulata, con deboli gibbosità e aree vuote, presentando una morfologia caratteristica tipica dei pendii sottoposti a fenomeni deformativi lenti ma continui capaci di coinvolgere spessori di

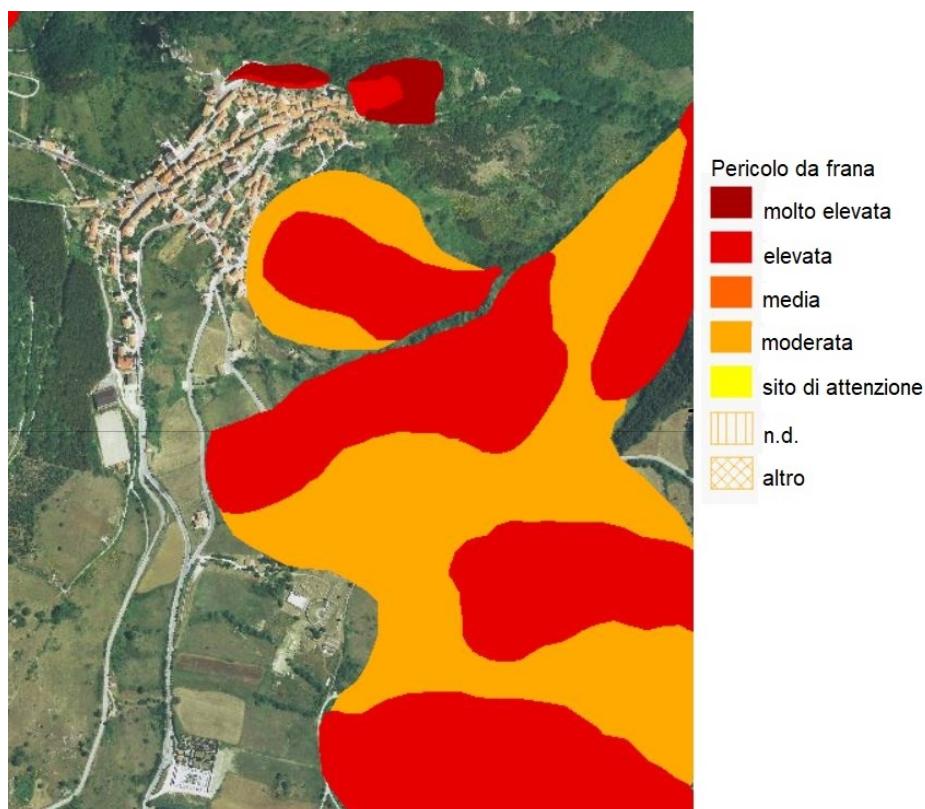


Figura 8.6: Estratto del Progetto PAI, relativo al solo pericolo da frana, per l'area di Pietrabbondante.

terreno non trascurabili; l'interpretazione evolutiva dei movimenti di versante trova evidenze e risposte sui diversi monumenti dell'area.

8.4 Fenomeni di instabilità in atto e effetto sul patrimonio monumentale

All'interno dell'area archeologica problematiche di natura geotecnica (Fig. 8.7(a), Fig. 8.7(b), Fig. 8.7(c) Fig. 8.7(d) e Fig. 8.7(e)) e idrogeologica sono essenzialmente imputabili a:

- scarse caratteristiche meccaniche dei terreni superficiali;
- presenza di scarpate e pendenze non omogenee che incombono sugli scavi;
- erosione delle scarpate da parte di acque superficiali non regimentate;

- mancanza di ordinaria manutenzione;
- mancanza di azioni di scavo pianificate dal punto di vista ingegneristico.



(a) Fenomeni di instabilità nella parte est del Teatro.



(b) Accumuli di acqua non regimentata nella zona prospiciente al Teatro.



(c) Muretti in pietra deformati a causa del lento movimento di scivolamento in atto sul versante.



(d) Perdita di allineamento del muro di cinta del complesso a ovest del Teatro.



(e) Perdita di allineamento del colonnato della *domus publica*.

Figura 8.7: Fotografie scattate nell'area archeologica durante i sopralluoghi.

Sebbene il lavoro di tesi si concentri sul primo aspetto, gli altri non possono essere ad ogni modo trascurati nell'ottica di un progetto di salvaguardia e tutela dal carattere fortemente multidisciplinare. Ad ogni modo, mentre problemi di manutenzione, regimentazione delle acque e pianificazione degli scavi possono essere risolti attraverso l'individuazione di misure idonee per una gestione corretta del sito, le problematiche

strettamente connesse alle caratteristiche del terreno necessitano di un approfondimento tecnico differente. Sulla base di tali considerazioni, nel 2007, il Comune di Pietrabbondante ha commissionato un'indagine geotecnica, al fine di valutare la possibilità di intervenire sulle condizioni precarie di stabilità del versante posto a monte degli scavi. Dettagli sulle prove, l'interpretazione e i possibili scenari previsionali vengono discussi nel capitolo successivo.

8.5 Considerazioni conclusive

La conoscenza dell'assetto locale di un'area spesso obbliga allo studio generale del territorio; situazioni complesse emergono solo attraverso l'integrazione di più informazioni spazialmente distribuite. A tal fine, questo capitolo riassume una serie di dati utili a comprendere la complessa conformazione dell'abitato di Pietrabbondante e importanti a supportare la necessità di approfondire alcuni aspetti per garantire la conservazione del sito monumentale. Attualmente, pur avendo evidenziato problematiche di natura geologica e geomorfologica, nessuna misura è stata intrapresa al fine di mitigare l'impatto continuo degli eventi pluviometrici sulla stabilità del versante.

Caratterizzazione ed analisi geotecnica del sito

9.1 Introduzione

La lenta deformazione in atto nel sito ha fino ad oggi prodotto dei segni tangibili sui monumenti; in particolare le colonne del porticato della *domus publica* hanno perso il loro allineamento originario, e la pressione del terreno sui sedili del teatro ha favorito la formazione di aperture. Anche le mura che cingono il *Tempio B* presentano diversi disallineamenti dei blocchi, compatibili con cinematiche lente di movimento del terreno.

Durante gli scavi dell'area che ospita la *domus publica*, diversi fenomeni gravitativi si sono manifestati agli archeologi rendendo complessa la procedura di scavo. A seguito di ciò il Comune di Pietrabbondante ha commissionato un'indagine geotecnica finalizzata a una corretta comprensione del territorio e dunque alla definizione di interventi per la tutela e salvaguardia del sito archeologico. I risultati derivanti da tale indagine costituiscono un valido supporto per la caratterizzazione del sito, per la definizione di un modello geotecnico per il terreno, e soprattutto per valutazioni preliminari circa le condizioni di stabilità del pendio che insiste sull'area monumentale.

Le previsioni circa le potenziali condizioni di stabilità sono state condotte applicando il modello probabilistico, fisicamente basato, illustrato in precedenza (Cap. 6) all'area archeologica. L'indisponibilità di una buona caratterizzazione geotecnica, circostanza che spesso si verifica per i beni monumentali interrati, rende impossibile l'applicazione di un metodo previsionale deterministico che implica l'assegnazione di un valore secco a ciascuna grandezza fisica e meccanica che entra nel problema di stabilità.

In questo capitolo viene illustrato il contributo che l'ingegneria geotecnica riesce a dare all'importante tema della conservazione del patrimonio culturale. In particolare il modello stocastico implementato durante questo percorso di Dottorato, e nato durante lo studio delle condizioni dell'area archeologica di Pietrabbondante, costituisce un

valido strumento previsionale, utile nelle politiche di mitigazione, tutela e salvaguardia dei siti archeologici e del patrimonio culturale in generale, ivi incluso il paesaggio.

9.2 Interpretazione delle prove geotecniche effettuate nell'area

La campagna di indagini è stata condotta nel 2006 interessando la parte del versante a ovest del *Teatro* e posta in corrispondenza della *domus publica* del santuario. Cinque sondaggi geognostici (Fig. 9.1), allineati lungo la direzione di massima pendenza del versante, sono stati eseguiti al fine di campionare volumi di terreno da caratterizzare attraverso prove di laboratorio.



Figura 9.1: Ubicazioni dei sondaggi all'interno dell'area di studio.

L'analisi, condotta sui provini prelevati a diverse profondità consente non solo di acquisire elementi utili alla configurazione dello scenario geologico e geomorfologico locale, ma anche di dealineare le caratteristiche meccaniche e fisiche dei litotipi presenti. Dettagli sulle profondità di campionamento e tipologie di prove eseguite sono riportati in Tab. 9.1.

Dall'elaborazione dei dati derivanti dalle prove, il sottosuolo dell'area può essere considerato come costituito da 3 unità litotecniche, individuate dall'alto verso il basso come A, B e C.

Sondaggio	Profondità di prelievo (Z [m])	Tipologia di prova
S1-C2	12.3-12.8	Analisi Granulometrica Limiti di Atterberg Espansione laterale libera Prova di taglio diretto
S2-C1	1.8-2.3	Analisi Granulometrica Limiti di Atterberg Prova in cella triassiale C.U.
S2-C2	5.0-5.5	Analisi Granulometrica Limiti di Atterberg Espansione laterale Prova di Taglio diretto
S3-C1	1.5-2.0	Analisi Granulometrica Limiti di Atterberg Espansione laterale Prova di Taglio diretto
S3-C2	4.5-5.0	Analisi Granulometrica Limiti di Atterberg Espansione Laterale Libera Prova di Taglio diretto
S4-C1		
S5-C1	1.5-2.0	Analisi Granulometrica Limiti di Atterberg
S5-C2	12-12.5	Analisi Granulometrica Limiti di Atterberg
S5-C3	20-20.5	Analisi Granulometrica Limiti di Atterberg

Tabella 9.1: Prove geotecniche eseguite nel sito in corrispondenza dei sondaggi individuati in Fig. 9.1.

9.2.1 Modello geologico del terreno

La reinterpretazione dei dati geologici consente la suddivisione, in 3 strati omogenei, individuati come:

- layer A: costituito da depositi colluviali caotici, composti da limo argilloso marrone avana con residui vegetali e scarsi frammenti calcarenitici. lo strato ha uno spessore variabile tra 0.5-1.6 m.
- layer B: costituito da termini pelitici molto alterati e/o rimaneggiati parzialmente destrutturati che, molto probabilmente, subiscono deformazioni viscoplastiche essenzialmente legate all'azione della gravità, alla circolazione idrica ipodermica nel sottosuolo e alla natura litologica dei terreni. Sono in pratica terreni argillosi e limosi, a tratti debolmente sabbiosi, di colore avana e verdastro con debole struttura scaglioso-scistosa. La presenza di evidenti tracce di decalcificazione e di ossidazione denota circolazione d'acqua connessa con le precipitazioni piovose e con lo scioglimento delle coltri nevose nel periodo invernale-primaverile. Il terreno non presenta buone caratteristiche di resistenza così come documentato dalle prove di laboratorio eseguite in corrispondenza dei campioni S2-C1, S2-C2, S3-C1, e S5-C1 e presenta uno spessore variabile tra 1.7-5 m.
- layer C, individuato da un terreno argilloso-limoso e argilloso-marnoso di colore variabile dall'avana-verdastro al grigio, alternati a orizzonti e livelli di spessore generalmente centimetrico di marne argillose, sabbie debolmente cementate e sporadici livelli fino a decimetrici di calcarenite, molto fratturati, costituenti il substrato meno alterato dell'area. Lo spessore dell'unità, desunto dai profili stratigrafici, è tendenzialmente crescente da monte verso valle ed è variabile da un massimo di 11.7 m, in corrispondenza del sondaggio S3, a un minimo di 8.7 m in corrispondenza del sondaggio S2. Le caratteristiche meccaniche di questo terreno migliorano con la profondità, e sono desumibili dall'analisi dei sondaggi S1-C2, S3-C2, S5-C2 e S5-C3.

Il profilo stratigrafico lungo la sezione dei sondaggi è riportata in Fig. 9.2.

9.3 Modello geotecnico

Le informazioni geotecniche sono piuttosto limitate nell'area analizzata, ad ogni modo questa circostanza si verifica spesso nei siti archeologici o paesaggi tutelati, in corrispondenza dei quali indagini geotecniche estese e di dettaglio non risultano pensabili per ragioni facilmente comprensibili.

Dal punto di vista geotecnico, e considerando la geologia dell'area, il terreno superficiale può essere considerato omogeneo per la porzione di versante che insiste sull'area archeologica; l'esigua numerosità di informazioni geotecniche e l'estrema variabilità

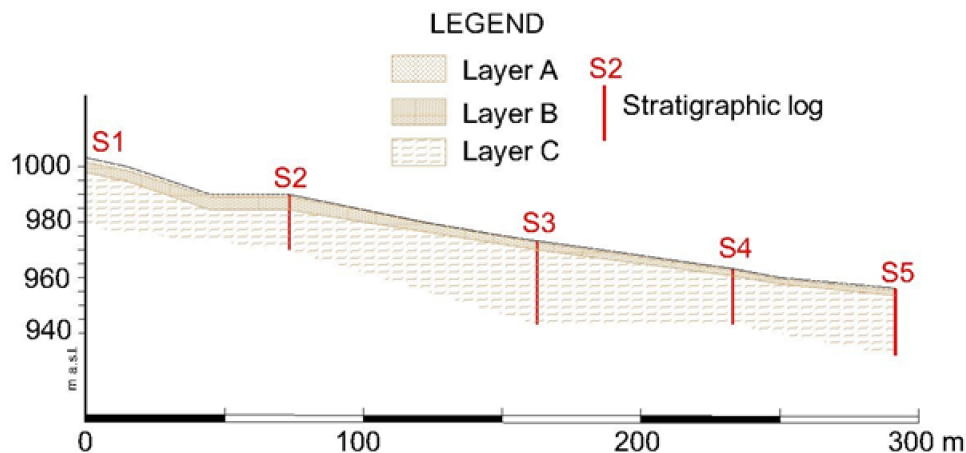


Figura 9.2: Profilo stratigrafico della sezione analizzata.

delle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno, non consentono sicuramente l'impiego di un approccio deterministico per la valutazione previsionale delle condizioni di sicurezza. Tale circostanza suggerisce la necessità di impiego di un modello fisicamente basato probabilistico utile a delineare, nell'ottica di un approccio multidisciplinare, le porzioni di aree più critiche su cui focalizzare prioritariamente l'attenzione delle autorità predisposti alla tutela e salvaguardia del patrimonio culturale. In altre parole il modello descritto nel Cap. 6, e nato con l'intento di fornire un contributo geotecnico all'importante tematica della conservazione del patrimonio culturale dai fenomeni naturali estremi, trova la sua prima applicazione al complesso archeologico di Pietrabbondante.

Come anticipato nel Par. 6.2, il modello implementato consente di condurre analisi di stabilità considerando un approccio fisicamente basato probabilistico che, attraverso le simulazioni Monte Carlo, restituisce informazioni circa la probabilità di collasso dell'area. In particolare l'area di studio è stata discretizzata in una griglia di celle regolari di dimensione 10 m per 10 m; le pendenze, ricavate a partire dal modello digitale del terreno (DTM) con risoluzione di 10 m, coprono un range di valori che va dai 10° ai 18° (Fig. 9.3).

Lo strato superiore di terreno modellato è stato caratterizzato a partire dai dati misurati, dalle informazioni derivanti dalla letteratura, da esperienza documentata in contesti simili, da relazioni che legano granulometria e proprietà indice alle caratteristiche meccaniche. In particolare i punti di misura che concorrono alla definizione del terreno studiato sono quelli più superficiali, corrispondenti ai sondaggi S2C1, S2C2, S3C1 e S5C1; la coltre omogenea risulta costituita da limo con percentuali di argilla

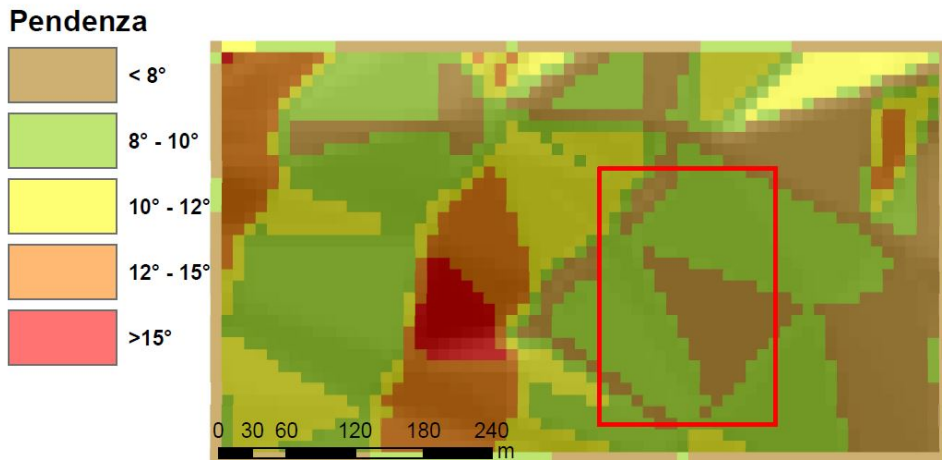


Figura 9.3: Andamento delle pendenze nell'intorno dell'area analizzata, l'area in rosso mostra il perimetro dell'attuale zona archeologica.

non trascurabili, e con valori elevati dell'indice di consistenza I_C .

9.3.1 Individuazione delle caratteristiche di resistenza

Il terreno, presumibilmente fortemente sovraconsolidato ($OCR > 1$), è costituito da terreno a grana fine, caratterizzato da un indice di consistenza medio piuttosto elevato ($I_C = 85$). I risultati delle prove di laboratorio caratterizzano la coltre con un angolo di attrito di picco e una coesione efficace pari rispettivamente a $\phi_p = 28^\circ$ e $c = 18$ [KPa]. Tuttavia, tale caratterizzazione non è sufficiente ad analizzare le condizioni di stabilità di un terreno a comportamento fragile.

Un'ipotesi universalmente adottata nei vari metodi per l'analisi di stabilità dei pendii consiste nell'assumere che la resistenza a rottura venga mobilitata in maniera uniforme lungo tutta la superficie di scorrimento, in altre parole è consentita la variabilità di τ_m e τ_f lungo la superficie di scorrimento, ma il rapporto tra le due quantità resta costante, ossia:

$$F = \frac{\tau_f(x)}{\tau_m(x)} = cost \quad (9.1)$$

Mentre l'ipotesi risulta accettabile per i terreni a comportamento duttile, molta attenzione va posta alla definizione dei parametri di resistenza quando i terreni interessati dal fenomeno di instabilità sono argillosi consistenti e fortemente sovraconsolidati (Fig. 9.4).

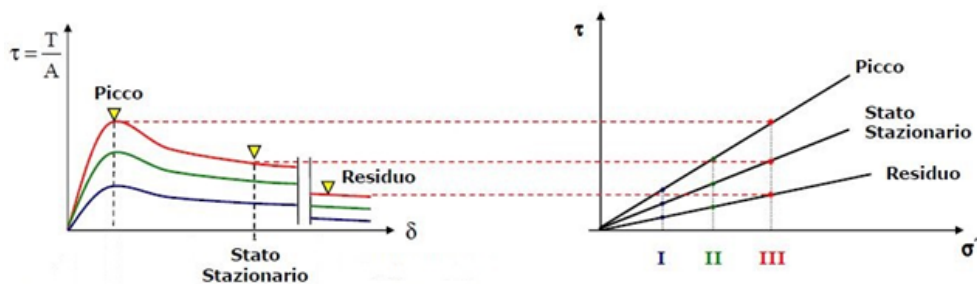


Figura 9.4: Curve tensioni-deformazioni per terreni a comportamento fragile. Le curve sono relative a 3 provini consolidati a pressioni crescenti.

Questi presentano una curva tensione-deformazione caratterizzata da un valore di picco, che si verifica in corrispondenza di livelli di deformazioni piuttosto bassi, seguito da un brusco decadimento della resistenza che raggiunge le condizioni cosiddette di post-picco, assimilabili alle condizioni di stato critico. Se però il terreno è caratterizzato dalla presenza di una superficie di scorrimento precedentemente formata, si osserva un ulteriore decadimento della resistenza, imputabile all'accumulo di forti scorrimenti relativi in corrispondenza della superficie di scorrimento già esistente. La resistenza a rottura in tali condizioni è denominata resistenza residua. Diversi autori [Calabresi 1986; Lancellotta 1993] hanno mostrato che, con buona approssimazione, il passaggio dalla resistenza di picco a quella di post-picco corrisponde essenzialmente alla completa perdita della coesione, ma non ha sostanziali effetti sull'angolo di attrito; mentre l'involuppo di rottura residuo è caratterizzato dalla completa assenza di coesione e da un angolo di attrito residuo (ϕ_r) sostanzialmente inferiore all'angolo di attrito di picco (ϕ_p).

Per le ragioni evidenziate, nelle valutazioni delle condizioni di stabilità del versante analizzato, che presenta delle superfici di discontinuità lungo le quali si sono già manifestati in passato fenomeni di scorrimento, le caratteristiche meccaniche da considerare per l'esatta individuazione della resistenza ultima del terreno sono quelle residue. L'instaurarsi di tale condizione, connessa al riorientamento delle particelle piatte del terreno presso la superficie di taglio [Stark et al. 2005], rendono i parametri di resistenza residua indipendenti dalla storia tensionale del deposito e legati unicamente alle proprietà intrinseche del terreno.

In condizioni residue, le caratteristiche di resistenza, e quindi l'angolo di attrito residuo può essere stimato a partire dalla percentuale di frazione argillosa ($CF\%$) e dai limiti di Atterberg; in particolare mentre CF quantifica la presenza di particelle di terreno con diametro $d < 0.002$ mm, i limiti di consistenza quantificano il grado di attività delle particelle argillose presenti nel deposito. Quando $CF < 15\%$, il terreno ha un angolo di attrito residuo ϕ_r prossimo all'angolo di attrito ultimo ϕ_{cu} , per $CF > 50\%$ invece ϕ_r è sensibilmente più basso di ϕ_{cu} , mentre in condizioni intermedie è osservabile un comportamento transitorio. Sicuramente l'effetto di riorientamento

delle particelle argillose non è trascurabile quando la frazione argillosa supera il 25% in peso; nel caso in esame CF varia tra un valore minimo di 27% ad un massimo del 40% pertanto le caratteristiche di resistenza sono state stimate in condizioni residue assumendo una coesione del terreno nulla ed un angolo di attrito medio residuo $\phi_r = 17$ [Skempton 1985].

9.3.2 Individuazione delle caratteristiche fisiche

In assenza di informazioni qualitative e quantitative dirette, la permeabilità (k_s) e il modulo edometrico (E_{ed}) del terreno sono stati valutati a partire da informazioni presenti in letteratura o anche relazioni che legano le grandezze da stimare a caratteristiche granulometriche.

Individuazione del Modulo edometrico

La stima del modulo edometrico (E_{ed}), che in condizioni di completa saturazione del terreno entra nel problema di filtrazione attraverso la definizione del coefficiente di consolidazione D_0 , è stata effettuata sulla base delle informazioni disponibili in letteratura. In particolare il range che E_{ed} può assumere è molto ampio [Bowles 1996; Facciorusso et al. 2006], quindi considerando le caratteristiche della coltre analizzata, si è scelto un valore compreso tra 2 MPa e 20 MPa [Bowles 1996].

Definizione della conducibilità idraulica

La conoscenza delle proprietà idrauliche del terreno costituisce un importante aspetto per molti problemi di natura geotecnica; tra i metodi che hanno conosciuto una certa diffusione vi è la relazione proposta da Hazen [Hazen 1911; Hazen 1892] che lega la conducibilità idraulica (k) delle sabbie al quadrato del diametro caratteristico D_{10} (corrispondente al 10% di materiale passante) attraverso un coefficiente CH . Sebbene tale relazione sia stata ideata per terreni a grana grossa, non raramente viene impiegata per stimare la conducibilità idraulica di terreni con contenuto di fine non trascurabile, ad ogni modo diversi autori [Taylor 1948; Coduto 1999; Carrier 2003] hanno sottolineato come la presenza di fine incida negativamente sull'affidabilità della relazione.

Quindi avendo a che fare con un'area caratterizzata prevalentemente da terreni a grana fine, e in mancanza di valutazioni dirette della grandezza, la conducibilità è stata stimata con la relazione di natura semi-empirica e semi-teorica di Kozeny, successivamente modificata da Carman [Carman 1937; Carman 1938; Carman 1939; Carman 1956] e nota appunto in letteratura con il nome di formula di Kozeny -Carman. In particolare, la conducibilità può essere valutata come:

$$k = \frac{\rho g}{\mu} \frac{n_e^3}{180(1 - n_e)^2} \quad (9.2)$$

Sondaggio	D_g [mm]	n_e	k [m/s]
S1-C2	0.05	0.16	1E-0.6
S2-C1	0.06	0.18	2E-0.6
S2-C2	0.06	0.18	2E-0.6
S3-C1	0.05	0.16	1E-0.6
S3-C2	0.08	0.21	6E-0.6
S4-C1	—	—	—
S5-C1	0.07	0.18	2E-0.6
S5-C2	0.09	0.32	4E-0.5
S5-C3	—	—	—

Tabella 9.2: Stima della conducibilità idraulica per i diversi campioni di terreno prelevati.

in cui ρ [ML^{-3}] e μ [ML^{-1}] rappresentano rispettivamente la densità e la viscosità dell’acqua, g [LT^{-2}] l’accelerazione di gravità, n_e la porosità effettiva dei grani mentre D_m e D_s sono rispettivamente il diametro medio dei grani e quello geometrico [Kosta et al. 2016]. Per il caso in esame, le valutazioni ottenute per k , ricavate a partire dalle analisi granulometriche dei campioni esaminati sono riportate in Tab. 9.2.

Definizione del peso per unità di volume del terreno

Informazioni riguardanti il peso per unità di volume del terreno (γ_s), sono state ricavate sulla base dei valori forniti tra i risultati delle prove geotecniche condotte nell’area. Nella Tab. 9.3 sono riportati i valori in relazione ai diversi campioni prelevati.

9.3.3 Individuazione dello spessore della coltre superficiale

La valutazione dello spessore della coltre più superficiale di terreno, nell’impossibilità di considerare la formula vista nel capitolo precedente (Cap. 6) [Salciarini et al. 2006], che restituisce spessori non reali in corrispondenza di pendenze del versante modeste, deriva da evidenze rilevate nei vari profili stratigrafici riportati tra i risultati delle analisi geotecniche condotte nella sezione analizzata. In particolare si è scelto di considerare lo spessore della coltre come una variabile aleatoria, distribuita normalmente, e caratterizzata da un valore medio di 3.8 m . Il coefficiente di variazione è assunto pari a 0.20 in considerazione del fatto che si osservano oscillazioni non trascurabili in corrispondenza della zona di monte e di valle del sondaggio $S2$.

Sondaggio	γ_s	Unità di misura
S1-C2	20.9	KN/m^3
S2-C1	19.6	KN/m^3
S2-C2	20.6	KN/m^3
S3-C1	19.9	KN/m^3
S3-C2	19.8	KN/m^3
S4-C1	—	—
S5-C1	20.1	KN/m^3
S5-C2	19.5	KN/m^3
S4-C1	—	—

Tabella 9.3: *Peso per unità di volume dei campioni di terreno prelevati.*

9.4 Applicazione della metodologia proposta all'area di studio

L'impiego del modello fisicamente basato probabilistico descritto precedentemente (Par. 6.2) impone per le caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno, considerate variabili aleatorie, la definizione della funzione densità di probabilità teorica (*pdf*) capace al meglio di riprodurre la reale variabilità della grandezza random. Non avendo a disposizione una numerosità di dati importanti, quindi validi per la costruzione di un istogramma delle frequenze assolute, l'assegnazione delle *pdf* è stata effettuata sulla base di indicazioni fornite da letteratura e nel rispetto dei vincoli di dominio sulle singole variabili; in altre parole i vincoli di esistenza di una fissata grandezza devono essere rispettati nella *pdf*.

Con particolare riferimento all'angolo di attrito, caratterizzato da un range di variabilità naturale stabilito, la *pdf* deve essere scelta in modo da essere definita in un intervallo chiuso, inoltre la *pdf* dovrebbe evitare che a valori troppo elevati sia associata una grande probabilità di accadimento. Per tali considerazioni, la variabilità dell'angolo di attrito, così come quella del modulo edometrico, è stata descritta attraverso una distribuzione beta.

Se banalmente si considera l'ordine di grandezza esistente tra la conducibilità idraulica di un terreno a grana grossa e quella di un terreno a grana fine, si comprende quanto sia elevata la variabilità della conducibilità idraulica che invece risulta ben rappresentata da una distribuzione lognormale. Per la variabilità dello spessore della coltre invece, è stata considerata una distribuzione di tipo Gaussiana, considerando un coefficiente di variazione capace di includere tutti i valori di spessori della coltre riscontrabili nell'area.

Detto ciò, sulla base delle prove effettuate, e dovendo schematizzare il versante analiz-

<i>Variabile</i>		<i>pdf</i>	<i>Media</i>	<i>COV(–)</i>
Angolo di attrito	<i>deg</i>	Beta	17	0.12
Permeabilità	<i>m/s</i>	Lognormale	1.76e-6	3
Modulo Edometrico	<i>kPa</i>	Beta	1.0e4	0.18
Intensità di pioggia	<i>mm/h</i>	Lognormale	–	—
Spessore della coltre	<i>m</i>	Gaussiana	3.8	0.20

Tabella 9.4: Sintesi dei dati di input considerati per le variabili aleatorie

zato con un pendio indefinito, il modello geotecnico considerato è un pendio, costituito da una coltre superficiale di terreno omogenea, con caratteristiche fisiche e meccaniche medie deducibili dai valori stimati in corrispondenza dei campioni. Una sintesi dei dati impiegati per la caratterizzazione delle variabili random è riassunta in Tab. 9.4, mentre per il peso per unità di volume di terreno è stato considerato il valore deterministico di 20 KN/m^3 .

9.5 Definizione dei dati di pioggia

La caratterizzazione dei dati di pioggia, è stata effettuata sulla base dei dati effettivamente misurati dalla stazione di Pietrabbondante dal 1941 al 2017. I dati, forniti dal Servizio di Protezione Civile della Regione Molise, sono in particolare relativi a:

- precipitazione cumulata giornaliera registrata nella arco temporale di 24 h;
- precipitazioni massime annuali, aggregate in intervalli temporali di 1 h, 3 h, 6 h, 12 h e 24 h;
- precipitazioni massime annuali, aggregate ad intervalli di più giorni consecutivi.

Le misure, acquisite fino al 2006 dall'ex Servizio Idrografico e Mareografico di Pescara e successivamente dal Servizio di Protezione Civile della Regione Molise, sono più o meno continue negli anni e sebbene la rete abbia subito un adeguamento tecnologico e funzionale, il punto di prelievo è rimasto inalterato.

La numerosità dei dati garantisce quindi una buona caratterizzazione statistica per l'intensità di pioggia, solitamente descritta da una distribuzione lognormale o Gumbel. Con riferimento alla pioggia massima annuale, aggregata in intervalli temporali di 1 h, 3 h, 6 h, 12 h e 24 h, sono riportati gli istogrammi di densità e il relativo fit con le due distribuzioni (Fig. 9.5); per i dati riferiti a tutte le durate considerate la distribuzione lognormale descrive meglio la variabilità dell'intensità di pioggia.

I valori medi, e i relativi coefficienti di variazione (espressi in %), usati come dati di input per il modello previsionale sono illustrati in Tab. 9.5.

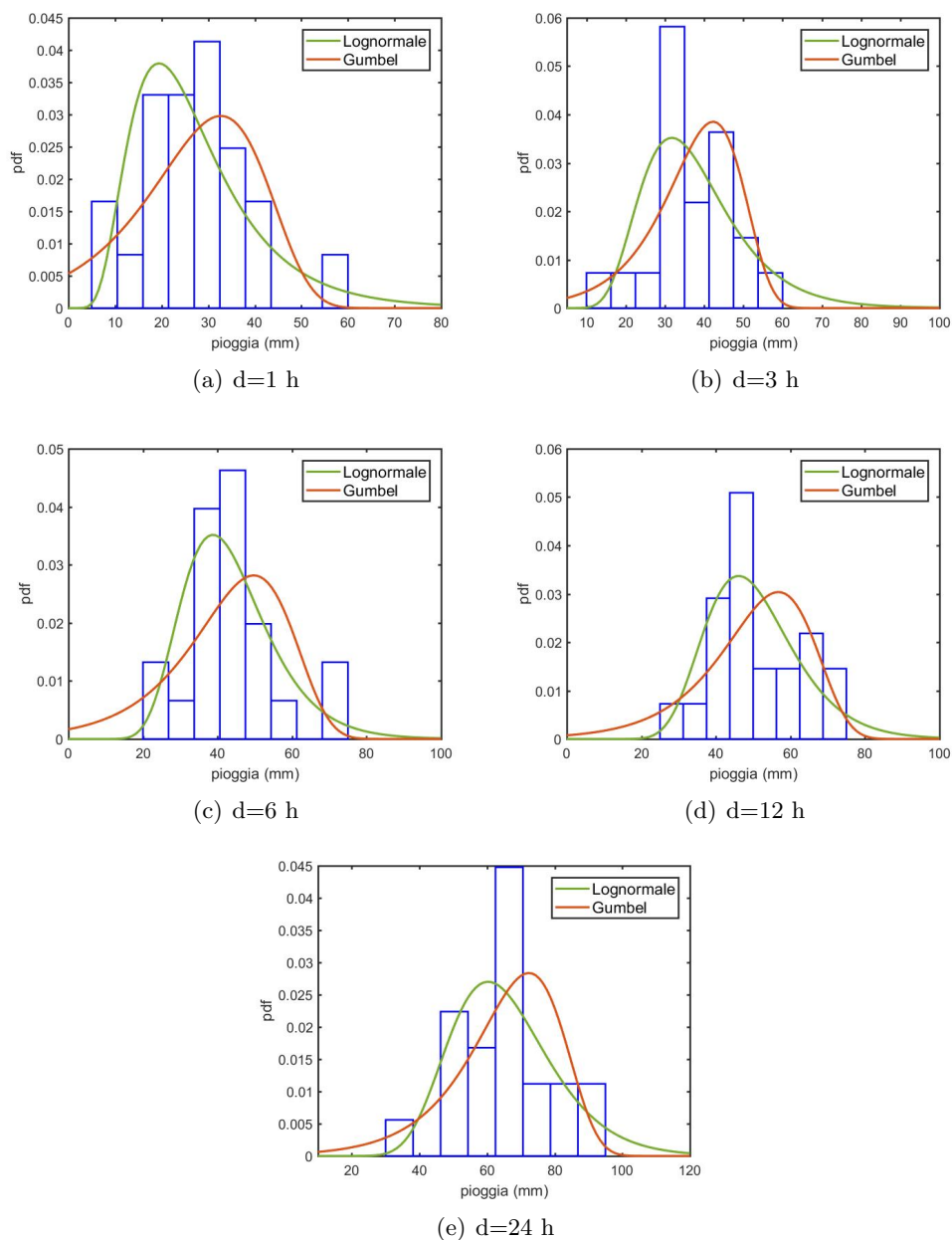


Figura 9.5: Istogrammi delle precipitazioni massime annuali, aggregati ad intervalli temporali di 1, 3, 6, 12 e 24 ore con relativo fit dei dati.

Evento	Durata (h)	Intensità media (mm/h)	COV (-)
I	1	27.0	0.41
II	3	13.0	0.28
III	6	7.3	0.28
IV	12	4.3	0.25
V	24	3	0.22

Tabella 9.5: *Eventi di pioggia sulla base dei quali è stata valutata la risposta del versante.*

9.6 Risultati

Non avendo a disposizione indicazioni sulla profondità della superficie piezometrica, le analisi sono state effettuate considerando $d_{wt} = 0.5d_{lb}$ e il terreno completamente saturo ($Sr = 1$).

In mancanza di una rilevazione del perimetro dell'area in frana, i risultati riportati, fortemente dipendenti dalla pendenza del sito variabile per ogni cella della griglia, sono relativi alla porzione di versante posta nell'intorno del sito archeologico e che si estende per un'area di circa 120.000 m², in relazione al numero di simulazioni e alla grandezza dell'area (costituita da $47 \cdot 25$ celle), il tempo impiegato dal codice di calcolo per eseguire le singole analisi è di circa 15 minuti. Come in precedenza accennato, un'accuratezza del risultato elevata, richiede molte simulazioni; per 5 variabili aleatorie, la crescita esponenziale tra N e t è mostrata in Fig. 9.6.

Le analisi di affidabilità qui riportate sono tutte relative ad un numero N di simulazioni Monte Carlo pari a $N = 1.140e5$, corrispondenti ad un livello di confidenza $1 - \alpha = 80\%$.

Le previsioni ottenute impiegando i valori di resistenza di picco per il terreno non sono preoccupanti, valori bassi della PoF si ottengono anche in corrispondenza della pioggia più gravosa di durata $d = 24 h$ (Fig. 9.7).

Tuttavia date le evidenze presenti nel sito, le problematiche riscontrate durante gli scavi, e lo stato attuale dei monumenti, la coltre si muove lungo superfici di scorrimento già esistenti e pertanto il terreno si trova in condizioni residue.

Considerando le caratteristiche di resistenza indicate (Tab. 9.4), in relazione al primo evento di pioggia (Fig. 9.8), caratterizzato da una durata limitata, nell'area archeologica non si evidenziano situazioni di particolare criticità; nel dettaglio la parte di versante a monte della *domus publica* e del *Tempio A* mostra una probabilità di collasso compresa tra il 10% e il 20% che evolve in valori trascurabili in corrispondenza del *Teatro* e della parte di area più pianeggiante.

Con l'aumentare della durata della pioggia (Fig. 9.9), gran parte dell'area è interessata da PoF non del tutto trascurabili, in particolare, in corrispondenza della

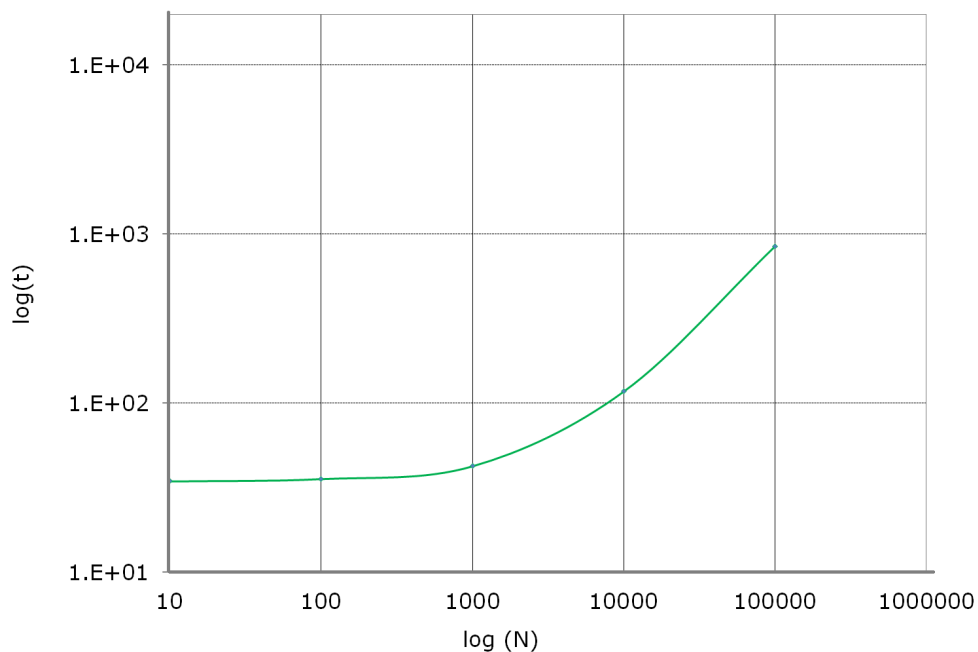


Figura 9.6: La figura mostra come al crescere del numero di simulazioni, i tempi di calcolo t , espressi in secondi, aumentano esponenzialmente.



Figura 9.7: PoF per l'evento di pioggia V valutata con le caratteristiche di resistenza di picco per il terreno.

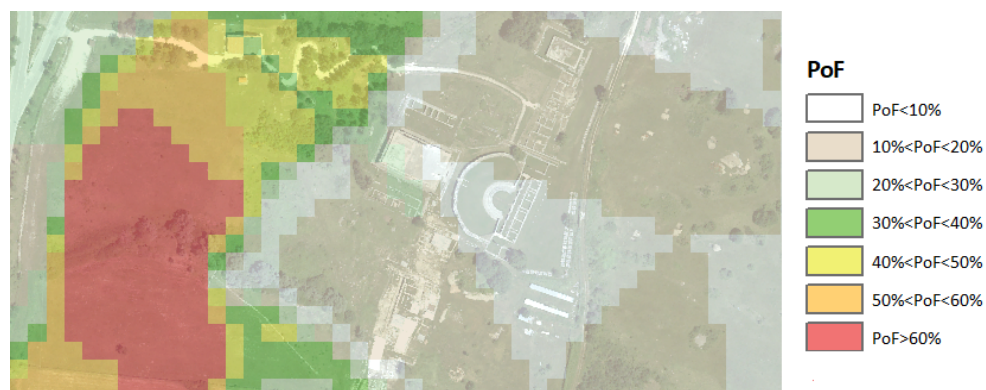


Figura 9.8: *PoF per l'evento di pioggia I valutata considerando valori residui per le caratteristiche meccaniche del terreno.*

zona a maggiore pendenza, probabilità di collasso elevate iniziano ad interessare un numero importante e ben visibile di celle.

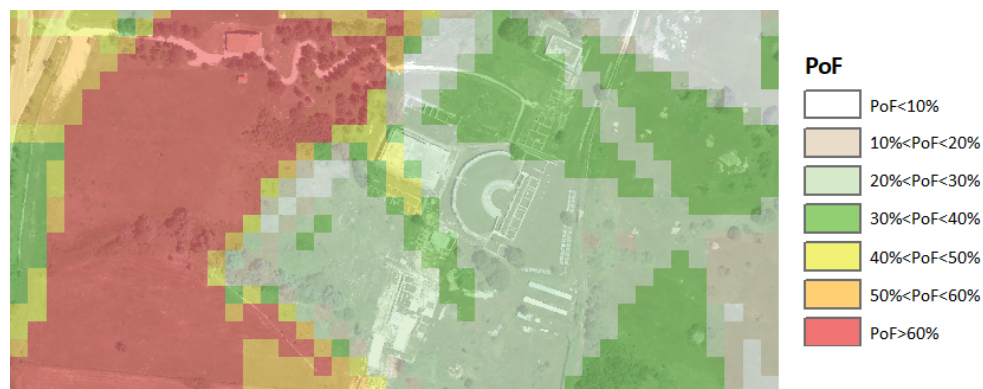


Figura 9.9: *PoF per l'evento di pioggia II valutata considerando valori residui per le caratteristiche meccaniche del terreno.*

Già con una durata della pioggia pari a 12 h, e un intensità media di 50.5 mm, all'interno dell'area si raggiungono valori di *PoF* compresi tra 0.3 e 0.4 (Fig. 9.10); a est del *Teatro* invece una parte importante del pendio è caratterizzata da $40\% < PoF < 50\%$. Come è lecito attendersi, al variare delle intensità di pioggia e all'aumentare delle durate, sempre più pixel passano nelle classi a *PoF* più elevata; soprattutto nella zona di monte dell'area, si osserva una porzione di pendio estesa interessata da valori di probabilità di collasso piuttosto elevati. Tale area coincide con quella a maggiore pendenza, in corrispondenza della quale fenomeni di scorrimento importanti si sono

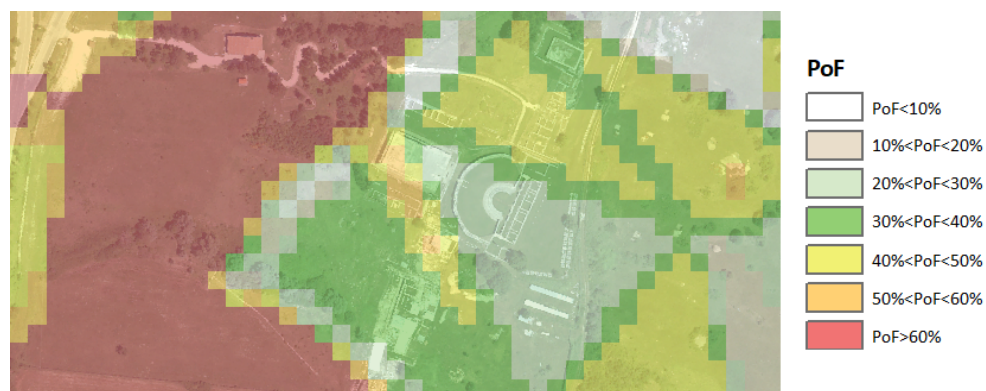


Figura 9.10: *PoF per l'evento di pioggia III valutata considerando valori residui per le caratteristiche meccaniche del terreno.*

registrati negli ultimi 5 anni.

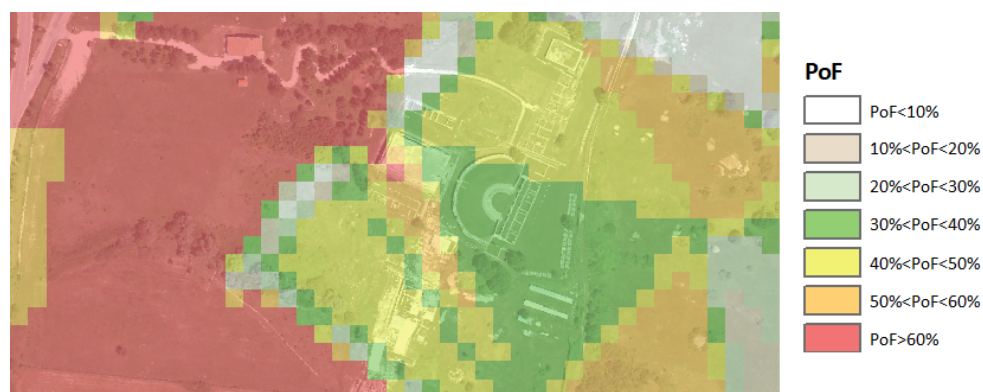


Figura 9.11: *PoF per l'evento di pioggia IV valutata considerando valori residui per le caratteristiche meccaniche del terreno.*

9.7 Analisi di stabilità convenzionali: riflessioni sui risultati ottenuti

Al fine di confrontare i risultati ottenuti con analisi di stabilità derivanti da approcci più convenzionali, studi deterministici sono stati svolti in corrispondenza di sezioni ritenute significative per l'area esaminata, tra queste la sezione riportata in Fig. 9.2.

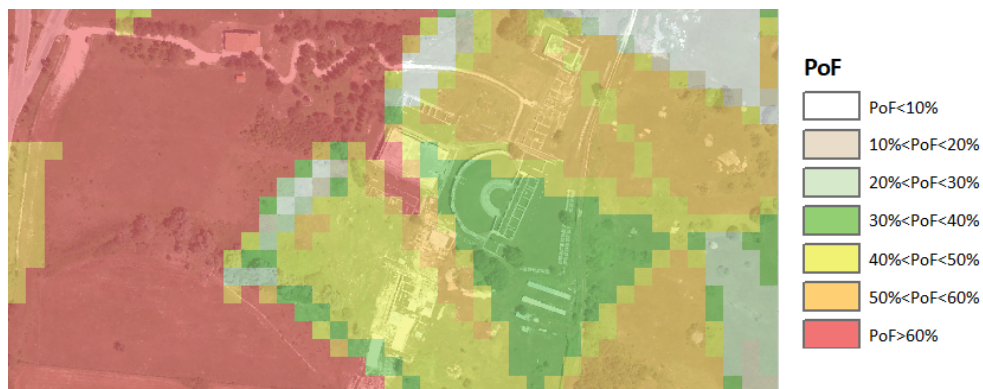


Figura 9.12: *PoF per l'evento di pioggia V valutata considerando valori residui per le caratteristiche meccaniche del terreno.*

Le analisi deterministiche sono state svolte con il software di calcolo GEOSTUDIO, impiegando i moduli SEEP/W e SLOPE/W in maniera accoppiata. Per coerenza con le analisi precedenti, la stabilità viene valutata considerando la piezometrica ad una profondità $d_{wt} = 0.5d_{lb}$ e il terreno in condizioni di completa saturazione. Il pendio è stato caratterizzato con le proprietà fisiche e meccaniche medie definite nei paragrafi precedenti (sintetizzate nelle diverse tabelle: Tab.9.2, Tab.9.3, Tab.9.4).

Al fine di cogliere meglio le peculiarità del versante, le condizioni di equilibrio limite sono state calcolate in corrispondenza di 3 tratti, indicati in seguito come I, II e III, presi in corrispondenza della porzione di versante iniziale (tratto I) a maggior pendenza, parte centrale (tratto II) con pendenza costante e parte finale (tratto III); i risultati ottenuti sono relativi al metodo di Fellenius, considerando la pioggia estrema di durata $d = 24 \text{ h}$ e intensità media $i = 3 \text{ mm/h}$. Relativamente ai tre tratti (Fig. 9.13) vengono riportate le superfici critiche, valutate con la definizione di un range pari a 2 m, considerando per la coltre superficiale le caratteristiche meccaniche di picco (Fig. 9.13, Fig. 9.14, Fig. 9.15) e residue (Fig. 9.16, Fig. 9.17, Fig. 9.18).

Come già osservato con il modello probabilistico, il versante non mostra problemi di stabilità anche in corrispondenza della condizione limite di terreno saturo e pioggia estrema massima, con valori di resistenza della coltre pari a quelli di picco. Ovviamente in corrispondenza del tratto I si osservano valori più bassi del coefficiente di sicurezza che cresce in corrispondenza dei tratti II e III caratterizzati da una pendenza minore. In particolare lungo il tratto I (Fig. 9.13), il valore minimo del coefficiente di sicurezza (F_s) in corrispondenza della superficie critica (superficie in bianco della Fig. 9.13) è pari a 1.3 e raggiunge valori maggiori di 2 lungo le altre superfici valide trovate tra le soluzioni delle analisi. Valori sempre più elevati di F_s si ottengono in corrispondenza dei tratti II (Fig. 9.14) e III (Fig. 9.15) dove le rispettive superfici critiche vengono rilevate a profondità modeste con valori di F_s rispettivamente pari a $F_s = 2.025$ (tratto II) e $F_s = 1.5$ (tratto III).

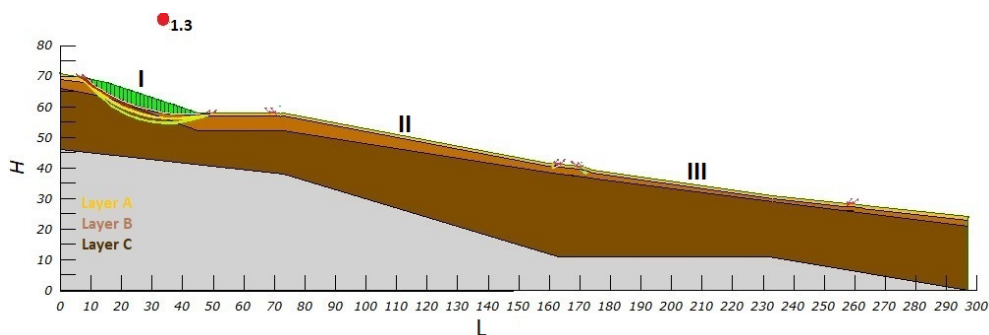


Figura 9.13: L'immagine mostra la posizione dei tre tratti e i risultati dell'analisi di stabilità sul tratto I, considerando l'evento estremo di pioggia di durata $d=24$ h e i valori di picco di resistenza del terreno.

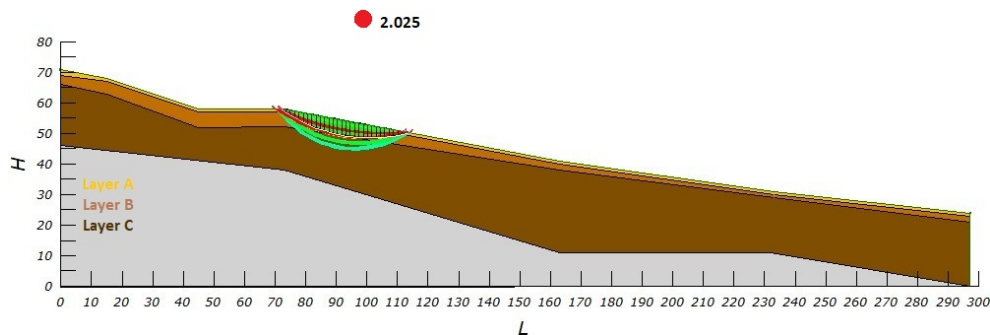


Figura 9.14: Risultati dell'analisi di stabilità sul tratto II, considerando l'evento estremo di pioggia di durata $d=24$ h e i valori di picco di resistenza del terreno.

Condizioni molto diverse si osservano per le analisi ottenute considerando i valori residui di resistenza per la coltre superficiale di terreno. In questo caso tutti i tratti si trovano in condizione di equilibrio limite con coefficienti di sicurezza prossimi all'unità.

Il pendio risulta dunque instabile, e come è lecito attendersi valori più bassi di Fs si osservano in corrispondenza dei tratti a maggiore pendenza. Sebbene i risultati non siano confrontabili, data la differenza di approccio, le osservazioni deducibili dalle analisi sono in linea con le evidenze ottenute dall'applicazione del modello fisicamente basato probabilistico.

9.8 Considerazioni conclusive

La presenza di informazioni derivanti da indagini pregresse, se pure non esaustive, ha consentito, con l'assunzione di opportune ipotesi semplificate circa la stratigrafia

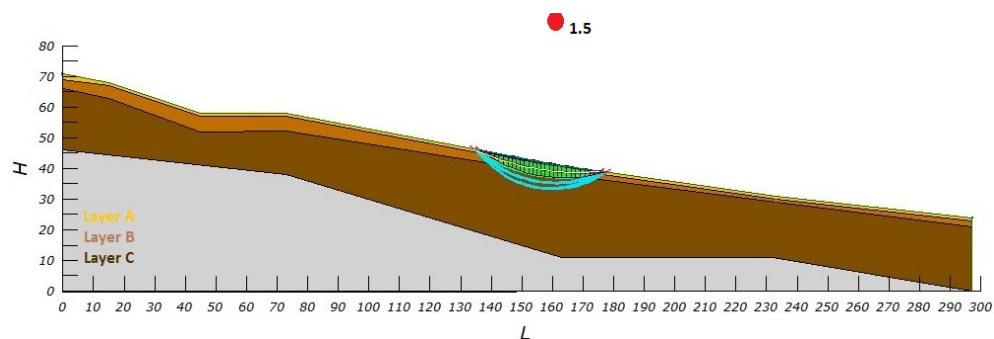


Figura 9.15: Risultati dell'analisi di stabilità sul tratto III, considerando l'evento estremo di pioggia di durata $d=24$ h e i valori di picco di resistenza del terreno.

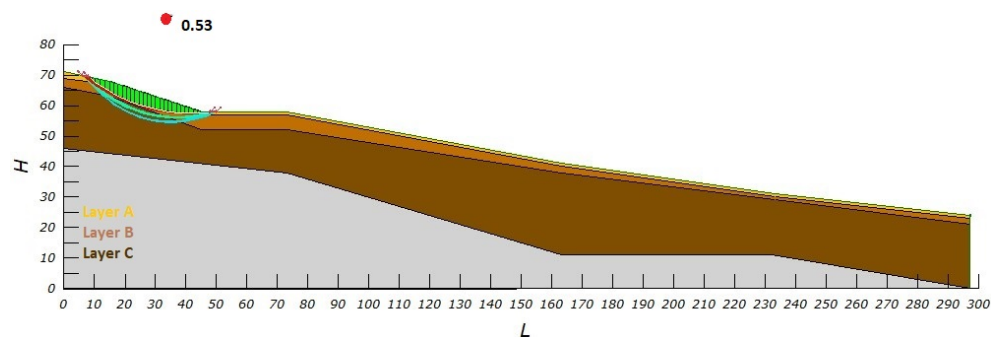


Figura 9.16: Risultati dell'analisi di stabilità sul tratto I, considerando l'evento estremo di pioggia di durata $d=24$ h e i valori residui di resistenza per la coltre superficiale.

di sito e la caratterizzazione geotecnica dello stesso, una valutazione sulle porzioni di area caratterizzate da una maggiore probabilità di collasso. Le stime possono sicuramente essere migliorate, predisponendo magari dei piezometri e svolgendo delle analisi in condizione di parziale saturazione del terreno, ad ogni modo le criticità emerse da queste analisi non possono essere trascurate se si considera il valore inestimabile del bene. Le analisi sono ovviamente cautelative, e gli eventi di pioggia usati come dati di input hanno carattere di eventi eccezionali, ossia derivano da stime effettuate sulla base dei valori massimi di pioggia registrati di durate 1 h, 3 h, 6 h, 12 h e 24 h; tuttavia i risultati evidenziano come la conservazione e tutela del sito sia legata a problemi di natura geotecnica che vanno approfonditi. Quale sia il confine che rende quel valore di PoF realmente preoccupante, è difficile da stabilire, e ciò non solo a causa della modellazione semplificata e della scarsa numerosità dei dati ma soprattutto perché, al contrario di ciò che accade nell'ingegneria strutturale, ed

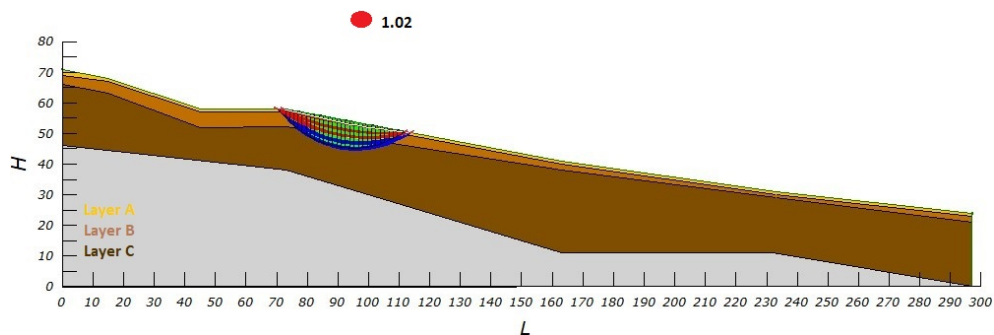


Figura 9.17: Risultati dell'analisi di stabilità sul tratto II, considerando l'evento estremo di pioggia di durata $d=24$ h e i valori residui di resistenza per la coltre superficiale.

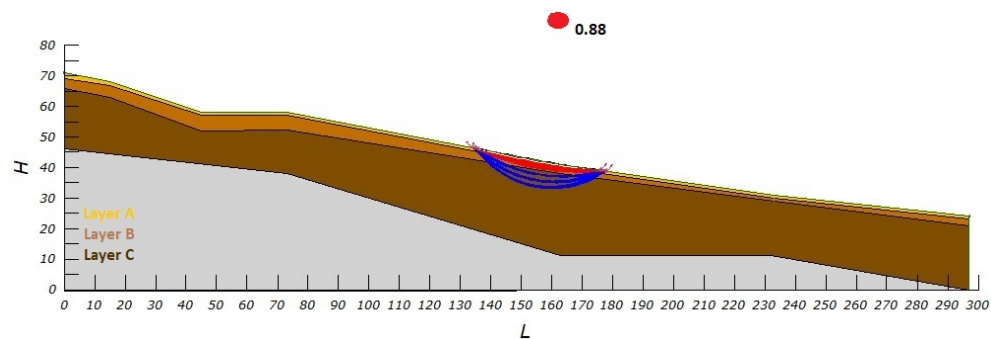


Figura 9.18: Risultati dell'analisi di stabilità sul tratto III, considerando l'evento estremo di pioggia di durata $d=24$ h e i valori residui di resistenza per la coltre superficiale.

in particolare con le resistenze ultime dei materiali da costruzione che vengono definite con bassissimi margini di errore, i valori ultimi delle caratteristiche geotecniche non sono definibili con affidabilità confrontabile. In altre parole se la P_f nel caso di cedimento strutturale di un'opera ad 1 anno di vita è $P_f = 10^{-6}$, tale valore non sarà mai confrontabile ad esempio con la probabilità di collasso di un versante.

Chiarito questo importante aspetto, e non di certo con la finalità di sminuire i valori di PoF forniti dal modello previsionale, i risultati ottenuti, supportati dalle analisi deterministiche eseguite con software commerciali consolidati, evidenziano la necessità di intervenire in maniera più approfondita in questo importante sito archeologico. Il modello evidenzia la presenza di aree prioritarie su cui focalizzare l'attenzione, nell'ottica della definizione di uno studio pianificato finalizzato a garantire la tutela, salvaguardia e conservazione di un complesso monumentale caratterizzato da un indiscusso pregio culturale.

10

Soluzioni tecniche sostenibili per mitigare l'effetto dei fenomeni franosì sul patrimonio archeologico

10.1 Introduzione

L'impatto continuo dei fenomeni naturali estremi sul nostro territorio rende sempre più urgente la necessità di porre in essere interventi che siano in grado di assicurare contemporaneamente sia un'adeguata risposta tecnica al problema che il rispetto dei valori naturalistici, paesaggistici e culturali dei luoghi.

Con particolare riferimento al patrimonio culturale e più nello specifico ai siti archeologici, l'impegno verso il ripristino degli equilibri che le calamità naturali e, direttamente o indirettamente, le attività umane hanno alterato, è uno dei principali motivi che ha indotto il settore dell'ingegneria civile e ambientale a individuare e mettere a punto tipologie di intervento quanto più possibile non invasive, volte a prevenire o risolvere le diverse situazioni di dissesto e degrado ambientale e paesaggistico. Molto spesso, le soluzioni tecniche tradizionali per migliorare la risposta di un versante appaiono dispendiose e non appropriate a tutelare il valore artistico del bene, così negli ultimi decenni l'idea di impiegare queste tecnologie in maniera complementare alle tradizionali opere ingegneristica ha preso sempre più piede all'interno della comunità scientifica. Ad ogni modo, nel caso di pendii in condizioni di non incipiente collasso e caratterizzati da superfici di scorrimento poco profonde [Salciarini et al. 2018a], le soluzioni proposte dall'ingegneria naturalistica risultano effettivamente performanti nell'ottica delle politiche di tutela, conservazione e mitigazione dei versanti dai fenomeni di dissesto idrogeologico. Con riferimento al sito archeologico di Pietrabbondante, le soluzioni proposte dall'ingegneria naturalistica, unite a misure di

manutenzione ordinata e pianificata, possono rappresentare un valido strumento da porre in essere nell'ottica di protezione e salvaguardia del complesso monumentale.

Questo capitolo conclusivo ha essenzialmente la finalità di rappresentare le tecnologie più diffuse e consolidate nell'ambito dell'ingegneria naturalistica e di introdurre degli strumenti conoscitivi di supporto per superare le difficoltà di applicazione di tali interventi legate essenzialmente alla mancanza di approcci razionali che quantifichino l'azione stabilizzante esercitata dall'apparato radicale.

10.2 L'ingegneria naturalistica: cenni introduttivi

L'ingegneria naturalistica include l'insieme degli interventi di rinaturalizzazione, antierosione e consolidamento del territorio, effettuati per mezzo di piante e/o materiali di supporto di vario genere; si configura oggi come una scienza dai contorni sicuri, sia per quanto riguarda gli aspetti teorici che le soluzioni tecniche da essa adottate [Provincia di Terni – Servizio Assetto del Territorio – Ufficio Urbanistica 2003].

Quando si parla di Ingegneria Naturalistica (in tedesco *Ingenieurbiologie* ed in inglese *Bioingenieering*) ci si riferisce ad una disciplina relativamente giovane [Boccalaro 2007], anche se le prime azioni in questo campo, ormai affermato e riconosciuto, risalgono molto indietro nel tempo, addirittura all'Ottocento.

Le prime ricerche condotte in Europa sono relative alle tecniche di gestione del territorio e il loro sviluppo è stato favorito dalla naturale conformazione geologica dell'arco alpino. L'uso di piantagioni di tipo siepe-cespuglio è un esempio, in Italia e in Francia, di intervento risolutivo su versanti in frana e su colate di fango, utilizzato a partire dal XIX secolo [Demontzey et al. 1880; Praxl 1954].

Con riferimento al territorio italiano, altre applicazioni di ingegneria naturalistica sono state incoraggiate dal particolare contesto montano campano, interessato dagli eventi eruttivi del Vesuvio che hanno determinato da sempre la necessità di gestire e mantenere un territorio molto complesso, avvalendosi di interventi specifici, di tipo legislativo, tecnico, finanziario ed organizzativo [Cornelini et al. 2001]. In questo contesto sono stati sperimentati interventi mediante *fascinate* e *graticciate* lungo le pendici del Vesuvio, oltre che mediante *briglie in pietra o legno* nelle zone più acclivi del territorio.

Se dunque l'impiego di graticciate, fascinate, briglie, innesti, trapianti e semine costituisce il primo passo verso la maturazione di tecniche più complesse, si deve agli ispettori forestali la maggiore attività nell'introduzione degli interventi di cui oggi si avvale normalmente l'ingegneria ambientale. Il loro lavoro fu ispirato da un forte sperimentalismo, poiché destinato ad applicazioni particolari e complesse come la salvaguardia ed il consolidamento dei versanti montani, al fine di evitare processi di erosione e movimenti franosi. In questo campo di azione essi maturarono grande esperienza e gettarono le basi, anche teoriche, della disciplina [Krauedener 1951; Hassenteufel 1954; Seifert 1965; Pruckner 1965], opportunamente raccolte in pubblicazioni specialistiche.

Se oggi l'ingegneria naturalistica può dirsi una scienza a tutti gli effetti lo si deve principalmente al professore austriaco Hugo Meinhard Schiechl [Schiechl 1973], amministratore forestale prima, esattamente come i suoi contemporanei, ed ingegnere naturalista in seguito, attivo anche come libero professionista. Egli poteva vantare grande esperienza nella realizzazione di opere strutturali ma anche molta dimestichezza con tecniche di rinverdimento e di consolidamento del terreno tramite l'impianto di vegetazione.

Relativamente al nostro Paese occorre ricordare, oltre alla pioneristica Azienda Speciale dei Bacini Montani dell'Alto Adige, la serie consistente di interventi sul territorio che dal 1984 sono stati effettuati nella zona pedemontana della penisola e l'attività di pubblicazione scientifica sul tema [Sauli et al. 2002].

10.2.1 Diffusione della disciplina tra leggi, prime indicazioni e manuali

L'ingresso delle misure di ingegneria naturalistica nell'ampio panorama della tutela del territorio italiano ha imposto un adeguamento del quadro giuridico nazionale, concretizzatosi poi in emanazioni legislative in materia ambientale. Degna di nota è sicuramente l'azione governativa patrocinata e presieduta da De Marchi nel 1967, esattamente un anno dopo l'alluvione di Firenze del 1966, che richiamò l'urgenza di una pianificazione di interventi sul territorio. Nella sostanziosa relazione conclusiva realizzata dalla Commissione Interministeriale per lo studio della sistemazione idraulica e della difesa del suolo, pubblicata nel '70 e completata quattro anni dopo da altri volumi, divulgati sotto forma di atti, si possono leggere numerose proposte rimaste tuttavia per lo più inattuata, anche dopo la morte dello stesso De Marchi. Il seme gettato da questa attività teorica e pratica si ebbe a livello giuridico solo molto più tardi, esattamente nel 1989 quando venne emanata la *Legge sulla difesa del suolo*, nella quale rientrano le tipologie progettuali di opere di ingegneria naturalistica. Allo stesso anno risalgono i capitolati di alcune regioni, tra cui, la Regione Sicilia, la Regione Basilicata, la Provincia Autonoma di Bolzano; mentre normative e direttive progettuali di ingegneria naturalistica furono approvate anche da altre regioni, tra cui l'Emilia Romagna.

Contemporaneamente alla fondazione del *Verein fur Ingenieurbiologie*, in Svizzera nell'anno 1989, nacque in Italia l'AIPIN (Associazione Italiana per l'Ingegneria Naturalistica) con a capo Giuliano Sauli e con sede a Trieste. Per poter assicurare una corretta diffusione e compartecipazione agli obiettivi, si rese necessaria l'istituzione di Comitati Tecnici entro l'AIPIN, al fine di stimolare attività sul campo come workshop o escursioni guidate, e allo stesso tempo consacrare, nell'uso della pratica tecnica/ingegneristica, il termine *Ingegneria Naturalistica*, inteso come equivalente del tedesco *Ingenieurbiologie*.

Notevole fu sicuramente il lavoro per la diffusione del lessico tecnico effettuato dal primo Congresso, al fine di mettere a disposizione una terminologia unica di riferimento circa gli interventi possibili sul territorio. In aggiunta a questo si cita il

lavoro svolto per la realizzazione del video sulle tecniche di ingegneria naturalistica da parte del Gruppo Interregionale di Lavoro sui Recuperi Ambientali e l'Ingegneria Naturalistica, e le pubblicazioni scientifiche che dal 1990 redigono in misura crescente nella rivista *Acer*.

Sempre nella prima metà degli anni '90 compaiono i primi manuali, frutto della collaborazione di tecnici professionisti ed enti regionali. Nella seconda metà del decennio, invece, il Ministero dell'Ambiente si fa carico delle pubblicazioni delle "Schede di Berna" e, nel 1997, delle "Linee guida per capitolati speciali per interventi di ingegneria naturalistica e lavori di opere a verde".

Un fondamentale passo in avanti coincide con l'adeguamento del sistema universitario ai progressi teorici e tecnici dell'ingegneria naturalistica; a tal proposito va ricordato il primo "Istituto di Ingegneria Naturalistica" a Vienna con direttore Florineth, inaugurato nel 1994 e la concomitante istituzione in Spagna della "*Federacion de Ingenieria del Paisaje*" e il più recente "*Osterreichischer Ingenieurbiologischer Verein*", che consolida la forte tradizione austriaca negli studi di questo genere. Non a caso di nuovo a Vienna, per l'esigenza di svolgere un discorso comune al livello associativo, nasce l'EFIB (*European Federation of Soil Bioengineering*), punto di riferimento per la totalità delle associazioni esistenti a livello europeo ed extra-europeo in materia di ingegneria naturalistica.

In Italia, l'esigenza di mettere ordine in un ambito nuovo ma molto ampio, ha spinto l'AIPIN a stilare, nel 1997, un elenco di associazioni, enti e imprese qualificate per la produzione ed il commercio di materiale utilizzabile nelle opere di ingegneria naturalistica; nello stesso anno, nasce la "Scuola Nazionale per l'Ingegneria Naturalistica". Due anni più tardi i membri censiti sono anche accolti nell'ASTM, *American Society for Testing and Materials*, leader mondiale nella definizione dei materiali e dei metodi di prova di tutte le industrie, il rapporto si rafforza poi nel 1999, quando ASTM e AIPIN unificano le terminologie e le tariffe professionali nei settori della rinaturalizzazione ed in generale dell'ingegneria naturalistica.

Ad oggi, l'ingegneria naturalistica risulta essere lo strumento attraverso cui è possibile mettere insieme la necessità e talvolta l'urgenza di intervenire a livello ingegneristico sul territorio e la sensibilità naturalistico-paesaggistica, di tutela e valorizzazione dello stesso. L'Italia ha ormai superato la fase pionieristica e di primitiva applicazione dell'ingegneria naturalistica e finalmente vede in essa una garanzia di salvaguardia del territorio e di riqualificazione dell'ambiente.

10.3 Ambiti e competenze della disciplina

L'ingegneria naturalistica si pone finalità molteplici: di tipo tecnico e funzionale, naturalistico ed ecologico, estetico e paesaggistico, infine economico (Fig. 10.1). Secondo l'obiettivo perseguito, i diversi tipi di intervento possono essere così classificati:

- fine tecnico-funzionale: interventi su versanti e scarpate in frana e lavori di consolidamento; sistemazione dei corsi d'acqua (Fig. 10.1(a)) e di versanti pedemontani (Fig. 10.1(b), Fig. 10.1(c));

- fine naturalistico: innesti di piante autoctone e di comunità vegetali compatibili con il territorio su cui si interviene, al fine di limitare l'effetto erosivo degli agenti atmosferici (Fig. 10.1(d)); ricostruzione di habitat naturali; rinaturazione dei corsi d'acqua;
- fine estetico-paesaggistico: recupero delle aree degradate (cave, discariche e cantieri), mitigazione degli impatti legati alla realizzazione di opere e infrastrutture nel rispetto dell'identità paesaggistica;
- fine economico: installazione di strutture alternative e competitive dal punto di vista economico rispetto alle tradizionali.

Dalla varietà degli ambiti di applicazione si percepisce la molteplicità di contesti in cui è possibile sfruttare conoscenze e tecniche di ingegneria naturalistica, anche se l'impiego dell'approccio al patrimonio culturale in generale, ed ai siti archeologici in particolare, è ancora poco diffuso.

10.4 Tipologie principali di intervento

Nella modalità di intervento, l'ingegneria naturalistica si distingue dalle tecniche più tradizionali per il lavoro preparatorio di analisi e studio ancora poco standardizzato che precede gli interventi veri e propri; tipicamente l'installazione di interventi naturalistici richiede: i) una conoscenza dettagliata dell'area, ii) uno studio delle caratteristiche biotecniche delle piante da impiegare (arbusti, talee, rizomi, trapianti ecc.), dei geotessuti e iii) la definizione del materiale di costruzione e quindi l'individuazione della specie più idonea. Inoltre, la complessità degli interventi esige una puntuale programmazione in merito a tempi, modalità e anche risorse.

Tipicamente gli interventi di ingegneria naturalistica vengono classificati in tre grandi categorie, le opere per il controllo delle acque superficiali e profonde, gli interventi per il controllo dell'erosione superficiale e le opere di consolidamento e stabilizzazione. Per completezza di trattazione, nei paragrafi successivi, viene presentata una panoramica di tutti gli interventi più impiegati in relazione alle diverse categorie; con particolare riferimento alle opere per il controllo delle acque profonde va evidenziato che non sempre sono pensabili per i siti archeologici poichè la loro realizzazione impone l'esecuzione di scavi in profondità.

10.4.1 Interventi per il controllo delle acque superficiali e profonde

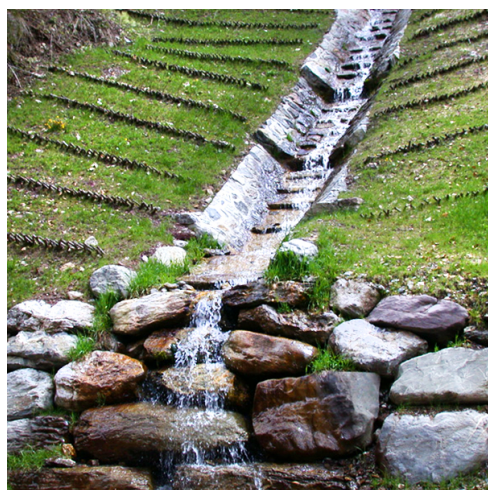
Le opere per il controllo delle acque superficiali e profonde includono tutti gli interventi volti al consolidamento del territorio attraverso una corretta regimazione delle acque superficiali e profonde, canalizzate in modo sistematico per evitare la loro stagnazione. Tali interventi contribuiscono a ridurre la possibilità che si verifichino fenomeni di instabilità lungo pendii o scarpate caratterizzati dalla presenza di coltri di terreno poco permeabili, tuttavia, e soprattutto nel caso di interventi di drenaggio profondo,



(a) Sistemazione di un corso d'acqua naturale



(b) Stabilizzazione di un versante



(c) Tecnologia per la raccolta di acque superficiali



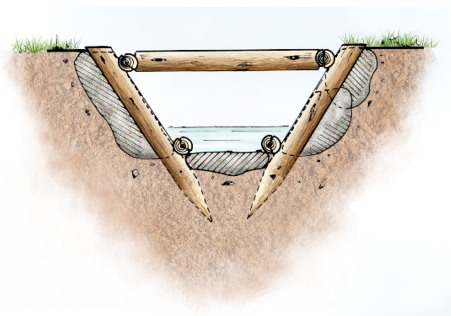
(d) Intervento per ridurre l'erosione degli agenti atmosferici

Figura 10.1: Alcuni interventi di ingegneria naturalistica realizzati nel nostro Paese per diverse finalità.

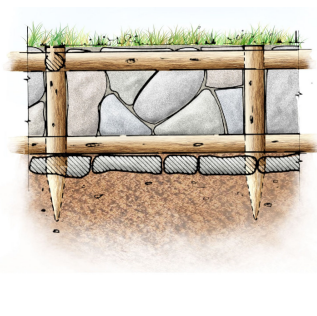
le opere di ingegneria naturalistica non si pongono in termini conflittuali rispetto alle convenzionali tecniche ingegneristiche, nè tantomeno come modalità sostitutiva di intervento, al contrario si pongono nella prospettiva di affiancare le tecniche classiche, così da permettere una maggiore efficienza del risultato finale.

Le opere di drenaggio possono essere realizzate a diverse profondità nel terreno, sulla base dell'altezza in corrispondenza delle quale svolgono la loro azione, possono essere classificate in: i) opere di drenaggio superficiale; ii) opere di drenaggio sub-superficiale; iii) opere di drenaggio profondo.

Le opere di drenaggio superficiale costituiscono una forma di primo intervento poichè rappresentano una delle soluzioni più facili e veloci da realizzare, con limitato dispiego di mezzi. Le opere, dopo la realizzazione necessitano di un'accurata e costante manutenzione e la loro durabilità non è sempre garantita considerando la loro esposizione ai fattori atmosferici. Sono opere caratterizzate da un contenuto impatto ambientale e sono funzionali anche al recupero di aree degradate. In particolare, tra le strutture di drenaggio superficiale più utilizzate si distinguono: i) canalette di vario genere poste longitudinalmente o trasversalmente rispetto al pendio o a monte del corpo di frana, per l'intercettazione delle acque di ruscellamento prima che queste raggiungano la zona instabile del pendio (Fig. 10.2); ii) fossi di guardia con sezione a U o trapezoidale, tipicamente posizionati appena a monte della nicchia di frana per ridurre le infiltrazioni o il ruscellamento, oppure lateralmente al corpo di frana per convogliare l'acqua al di fuori della zona instabile; iii) interventi di impermeabilizzazione delle fratture beanti (Fig. 10.3), realizzate con il deposito di materiale sigillante di vario genere entro le fratture a monte del corpo di frana per evitare l'infiltrazione di acqua.



(a) Canaletta in legname



(b) Canaletta in pietrame

Figura 10.2: Canalette di superficie realizzate in legname (Fig. 10.2(a)) e pietrame (Fig. 10.2(b)).

Le opere di drenaggio sub-superficiale, che invece agiscono più in profondità rispetto alle precedenti, prevedono l'utilizzo di materiale drenante e tubazioni per regimentare le acque sub-superficiali; richiedono un maggiore impegno a livello costruttivo

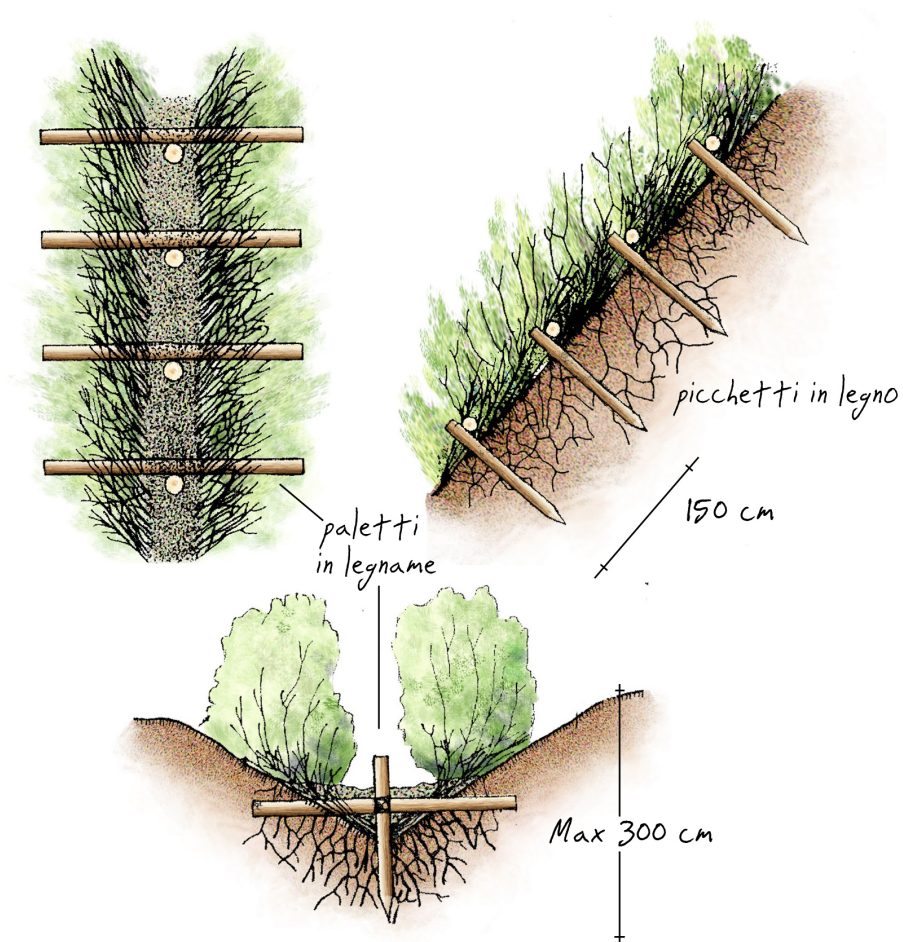


Figura 10.3: Rivestimento vegetale di fossi e solchi in erosione.

rispetto a quelle precedentemente descritte, e tra le varie tipologie si annoverano: i) i cunei filtranti: ottenuti tramite installazione di materiale drenante di riempimento alla base di un pendio instabile, dopo aver proceduto ad una sua riprofilatura, con eventuale successivo innesto di specie arbustive; ii) le trincee drenanti: strutture drenanti a prevalente sviluppo longitudinale (larghezza massima 1.20 m), parallele alla linea di massima pendenza del pendio, con pozzetti di controllo ed eventuale tubo di scarico alla base; vengono tipicamente installate ad una profondità massima di 5–6 m; e gli iii) speroni drenanti (Fig. 10.4), ossia drenaggi longitudinali a sezione variabile che intercettano la superficie di scorrimento di un possibile movimento franoso e scaricano su una struttura alla base che può essere realizzata in muratura, pietrame, gabbioni, o costituita da un setto in calcestruzzo. Tipicamente la loro profondità di installazione massima è di 7–8 m.

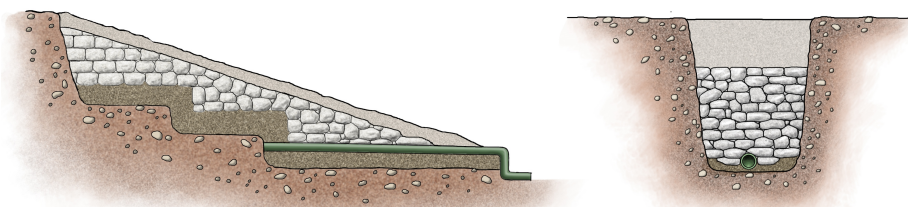


Figura 10.4: *Sperone drenante realizzato in pietrame murato a secco.*

Le opere di drenaggio profondo sono interventi onerosi e di grande impatto ambientale in fase di cantiere, per questo necessitano di un'attenta valutazione progettuale, già a partire dall'individuazione del sito, oltre che di un controllo periodico di funzionamento. In breve queste opere, poco adatte come le precedenti soprattutto quando si parla di siti archeologici, consentono, attraverso una corretta progettazione, di intercettare falde acquifere profonde. Tipicamente si distinguono in: dreni sub-orizzontali, pozzi drenanti: ossia scavi di grande diametro (anche superiore ai 5 m) e di elevata profondità (oltre 10 m), per il controllo delle falde freatiche, realizzabili anche come sistema di pozzi collegati, per potenziare l'intervento; e gallerie drenanti, cioè scavi di grande diametro realizzati parallelamente al versante, spesso associati alla realizzazione di dreni che si dipartono nella parte superiore, funzionali a ridurre ulteriormente le pressioni interstiziali.

10.4.2 Soluzioni tecniche: opere per il controllo dell'erosione superficiale

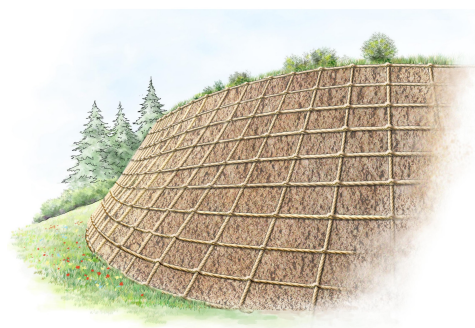
Le opere di controllo dell'erosione superficiale comprendono gli interventi finalizzati alla prevenzione e mitigazione dei processi di erosione attraverso l'innesto di vegeta-

zione erbacea e/o arbustiva, lungo pendii naturali o artificiali. Una volta avvenuto l'attecchimento, la copertura vegetale svolge la funzione di protezione della superficie del terreno da possibili situazioni di criticità dovute, principalmente, all'esposizione agli eventi atmosferici (vento, escursioni termiche, pioggia, ecc.). La realizzazione di queste opere prevede un'attenta fase di progettazione preliminare, durante la quale vengono selezionati i materiali e individuate le tecniche più adatte al contesto d'intervento, con uno studio di tipo morfologico, pedologico, litologico e climatico. Tra gli interventi cui generalmente si ricorre per ridurre il rischio di erosione e di frane superficiali, in una determinata area, si annoverano:

1. Tecniche di inerbimento. Questi interventi sono principalmente finalizzati a produrre una copertura erbosa di vario spessore (usando zolle, tappeti, materassi vegetativi o tasche), a protezione della superficie esposta del terreno. Le soluzioni che si possono applicare sono plurime: semina a spaglio, copertura con zolle erbose, sistema Nero-Verde e idrosemina.
2. Rivestimenti anti-erosivi con materiali biodegradabili. Questi interventi sono caratterizzati da una possibilità di applicazione ad ampio raggio, in contesti ambientali estremamente eterogenei. Spesso assolvono la funzione di elementi antierosivi ad azione temporanea, ossia rappresentano forme di supporto alla crescita di materiale vegetativo disposto in concomitanza all'alloggiamento di queste strutture. La biodegradabilità assicura un impatto ambientale minimo e un vantaggio assoluto in termini di rispetto dell'ambiente e dell'ecologia. Le soluzioni che possono essere adottate si distinguono in: biotessili, bioreti (Fig. 10.5(a)), biofeltri (Fig. 10.5(b)) e biostuoie (Fig. 10.5(c)).
3. Rivestimenti antierosivi con materiali sintetici. In generale si tratta di prodotti prefabbricati, che possono essere realizzati con materiale geosintetico, finalizzati principalmente a funzioni di contenimento e stabilizzazione, suddivisibili in varie tipologie: geostuoie tridimensionali, geocompositi antierosivi, rivestimenti vegetativi, geocelle (Fig. 10.5(d)).

10.4.3 Soluzioni tecniche: opere di stabilizzazione e consolidamento

Tra gli interventi di ingegneria naturalistica, rivestono particolare importanza le opere finalizzate alla stabilizzazione ed al consolidamento di versanti, scarpate, pendii e sponde di corsi d'acqua instabili a causa di fenomeni franosi prevalentemente di tipo superficiale [Sismonini et al. 2010]. Tali interventi di stabilizzazione contribuiscono al consolidamento della zona del terreno più vicina al piano campagna grazie all'apparato radicale delle specie vegetali impiantate [Leiser et al. 1982] che esercitano un'azione di rinforzo sulla coltre e, nello stesso tempo, rallentano il deflusso delle acque meteoriche [Polster 2003]. L'innesto del materiale vivo sul versante da consolidare avviene, tipicamente, seguendo l'andamento delle pendenze e ripetendosi secondo un determinato interasse, variabile con la tipologia di intervento che si intende realizzare.



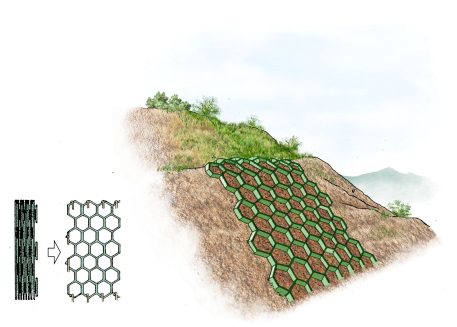
(a) Biorete



(b) Biofeltro



(c) Biostuoia paglia e cocco



(d) Geocelle

Figura 10.5: Alcuni interventi di rivestimento antierosivo realizzati con materiale biodegradabile (Fig. 10.5(a), Fig. 10.5(b) e Fig. 10.5(c)) e sintetico (Fig. 10.5(d)).

Rientrano in questa tipologia di opere: le gradonate vive (Fig. 10.6(a)), le cordonate vive (Fig. 10.6(b)), le viminate vive (Fig. 10.6(c)) e le fascinate vive (Fig. 10.6(d)).

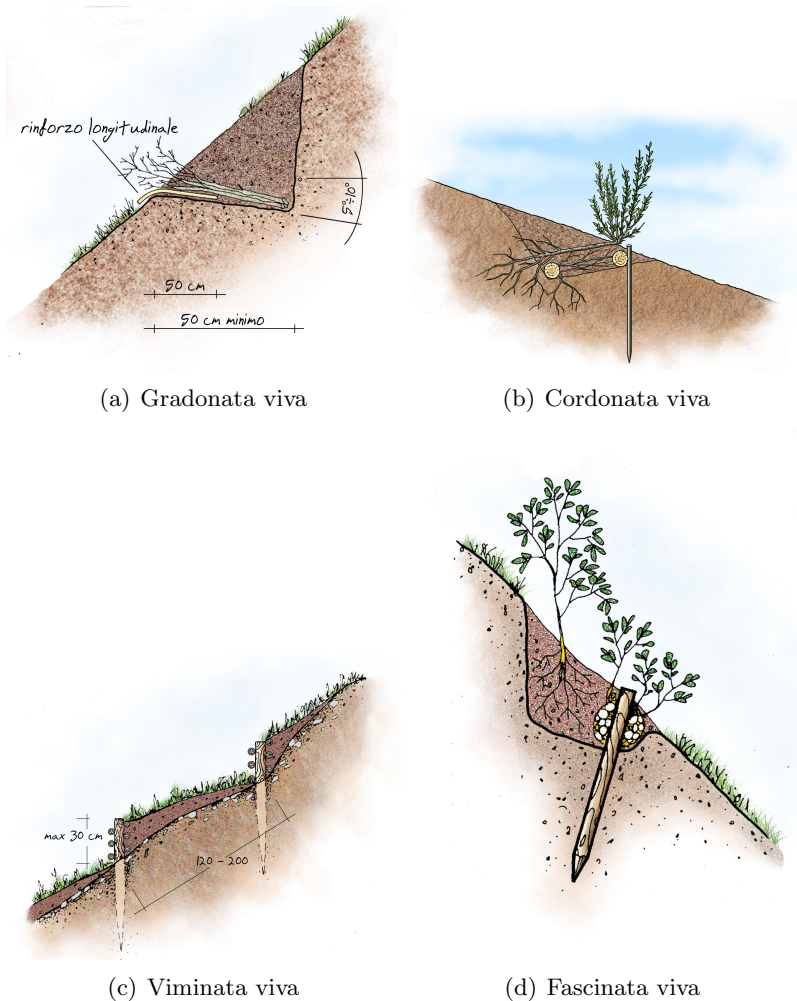
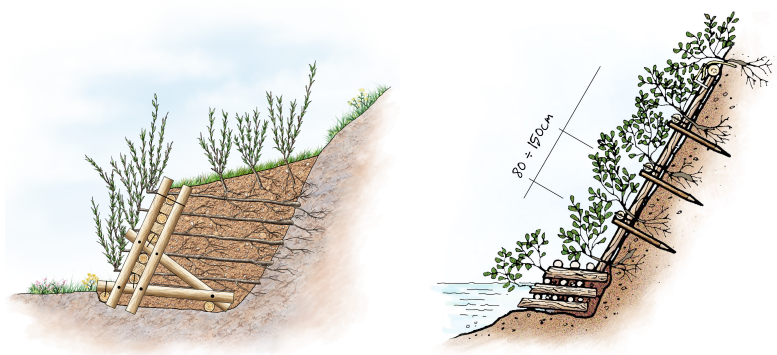


Figura 10.6: Alcuni interventi di stabilizzazione e consolidamento.

L'efficacia di tali interventi varia in funzione della profondità di radicazione delle specie vegetali impiantate e dell'interasse tra le stesse. Gli interventi volti ad esercitare un'azione di sostegno più in profondità prevedono l'utilizzo di materiali da costruzione (sia materiali vivi che materiali inerti) e permettono di realizzare vere e proprie strutture di rinforzo del terreno. L'inserimento di materiali vegetali vivi all'interno di strutture di sostegno contribuisce ad accrescere l'efficacia delle stesse in quanto

la funzione di sostegno viene in parte svolta dalla vegetazione attraverso l'apparato radicale, soprattutto qualora il deperimento del materiale che costituisce l'opera (tipicamente legname) subisca un decadimento strutturale nel tempo. Strutture quali palificate vive (Fig. 10.7(a)) e grate vive (Fig. 10.7(b)), ascrivibili alla tipologia in esame, sono generalmente costruite nelle zone del versante in cui possono esplicare la loro funzione in modo più efficace, ossia tipicamente in corrispondenza del piede del versante (Fig. 10.7.)



(a) Palificata viva di tipo Roma

(b) Grata viva

Figura 10.7: Interventi realizzati tipicamente al piede del pendio.

Gli interventi finalizzati alla stabilizzazione e sostegno, oltre a garantire un'indiscutibile efficienza dal punto di vista tecnico e funzionale, contribuiscono, in modo analogo a quanto fatto dalle altre tecniche di ingegneria naturalistica, a mantenere e rispettare un particolare valore ecologico, naturalistico, estetico e paesaggistico. E' proprio grazie all'utilizzo di materiali vegetali vivi, di limitato impatto ambientale, e al movimento di ridotte quantità di terreno necessario alla loro realizzazione, che è possibile il ripristino e la riqualificazione di ecosistemi naturali danneggiati.

10.5 L'ingegneria naturalistica nella stabilità dei pendii

Sebbene le capacità di alcune tecniche arbustive di migliorare le condizioni di stabilità siano note da tempo, non vi è un approccio univoco sulle modalità con cui valutare quantitativamente il contributo alla sicurezza offerto dalla varie specie; per diverso tempo il "Modello delle radici di rinforzo" proposto da Wu [Wu 1976] ha rappresentato l'unico tentativo di definizione di un modello capace di valutare matematicamente la resistenza aggiuntiva delle radici nel terreno.

Più recentemente, diversi approcci sono stati sviluppati al fine di valutare l'impatto delle specie vegetali su altri processi, tra cui l'evapotraspirazione [Switala et al. 2013], in ogni caso per una valutazione complessiva dell'efficacia legata all'intervento, entrambi i fattori (rinforzo meccanico offerto dalle radici ed evapotraspirazione) devono essere tenuti in considerazione per creare un modello previsionale corretto e affidabile (Fig. 10.8).

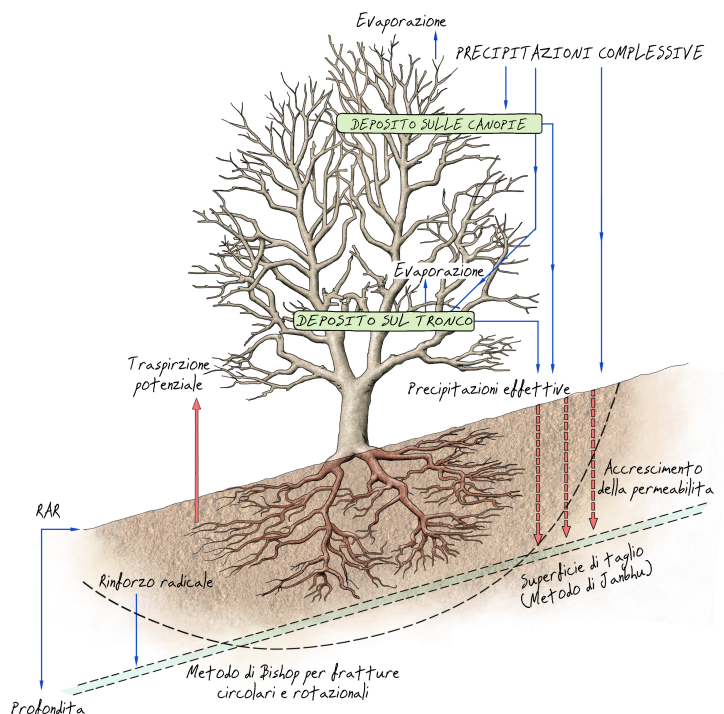


Figura 10.8: L'immagine sintetizza la complessa interazione tra la vegetazione e il terreno, che si esplica attraverso numerose azioni diversificate [Wilkinson et al. 2002].

In generale quindi la vegetazione ha un ruolo non trascurabile sul miglioramento delle condizioni di stabilità di un versante poichè svolge sul terreno importanti funzioni, tra cui quella di rinforzo. Le radici delle piante, soprattutto quelle *aeree e fini* contribuiscono all'aumento della coesione apparente del terreno, che può costituire una frazione significativa della resistenza al taglio del mezzo; anche le radici più spesse e legnose, contribuiscono a migliorare la resistenza ancorandosi spesso nel sub-strato di terreno più profondo. Inoltre le radici assorbono l'acqua necessaria alla specie per la crescita, favorendo condizioni di parziale saturazione del terreno; in altre parole la vegetazione contribuisce ad aumentare la coesione apparente dovuta all'effetto delle

tensioni capillari che si generano in corrispondenza delle interfacce aria-acqua, e che a loro volta determinano le forze di legame tra le particelle dello scheletro solido [Fredlund et al. 1993]. In termini di protezione nei confronti dell'erosione, la presenza di vegetazione riduce l'impatto della pioggia sul terreno diminuendo l'azione dell'acqua di dilavamento; infine, soprattutto in presenza di alberi e grandi piante arbustive, l'azione di stabilizzazione e consolidamento esercitata dalle radici è notevole quando le radici lunghe e legnose arrivano ad estendersi e ancorarsi al bedrock sottostante [Morgan et al. 1995].

Come ogni altra opera di stabilizzazione del terreno, anche gli interventi di ingegneria naturalistica possono presentare problematiche che ne alterano la loro efficacia; talvolta può ad esempio capitare che lo strato di terreno su cui cresce la vegetazione sia per sua natura fratturato e quindi l'eventuale presenza e crescita delle radici potrebbe contribuire ad aumentare le aperture, oltre al fatto che la vegetazione pesante aggiunge una forza non trascurabile al terreno. Tutte queste evidenze vanno ovviamente valutate durante la definizione delle diverse soluzioni.

10.5.1 Indicazioni pratiche all'utilizzo della vegetazione per aumentare la stabilità dei versanti

Le tecniche di stabilizzazione di ingegneria naturalistica basate sull'utilizzo della vegetazione tipicamente fanno riferimento a quattro gruppi principali di impianti: prati, piante erbacee, arbusti ed alberi. A seconda delle caratteristiche del pendio e del ruolo che le varie piante svolgono su di esso, ognuna di queste presenta diversi vantaggi e svantaggi realizzativi (Tab. 10.1) da tenere in debita considerazione affinché la stabilizzazione del pendio sia efficace.

E' altrettanto importante considerare che la vegetazione è molto influenzata dal tipo di terreno (densità, distribuzione granulometrica, consistenza, contenuto d'acqua, permeabilità), dal clima (latitudine, temperatura, durata della stagione di crescita, precipitazioni, ventosità), dalla geometria del pendio (altezza, inclinazione) e dall'altitudine [Morgan et al. 1995; Gray et al. 1996].

Infine, un'attenzione particolare va posta anche nella scelta della disposizione della vegetazione sul versante; tipicamente le strategie di posizionamento sono due e hanno come finalità quella di ottimizzare l'utilità degli impianti e minimizzare i possibili effetti negativi. In particolare l'impianto vegetativo può essere disposto sul pendio in base all'altezza, al peso e alla densità del fogliame. Le specie vegetative più piccole come, ad esempio, prati, erbacee e piccoli arbusti, possono essere piantati in corrispondenza della sommità del pendio mentre le piante di grandi dimensioni e gli alberi possono essere posizionati in prossimità della base al fine di aumentare la stabilità della zona laddove è più necessario. Se invece si opta per una collocazione della vegetazione in conformità a *pratiche di livellamento*, si interviene riproducendo la forma irregolare di un pendio naturale stabile; la vegetazione sul versante con morfologia a gradoni è piantata seguendo dei modelli riconducibili a quelli dei pendii naturali e la regola di base consiste nel far crescere alberi e grandi arbusti, che

TIPO	VANTAGGI	SVANTAGGI
Prati	Versatili ed economici Ampio margine di tolleranza Velocità nell'attecchimento Superficie di copertura buona e fitta	Regolare manutenzione Scarsa profondità delle radici
Erbacee	Radicamento più profondo Distesa erbosa attraente	Costose da seminare Difficoltà di attecchimento Scarsa resistenza al freddo
Arbusti	Robusti e abbastanza economici Possibilità di piantare molte specie Copertura rilevante del terreno Radicamento profondo Bassa manutenzione Abbondanza di specie sempre verdi	Costose da piantare Difficoltà di attecchimento
Alberi	Radicamento rilevante Alcuni possono essere seminati Nessuna manutenzione una volta attecchito	Lento attecchimento Lenta crescita Poco economici

Tabella 10.1: Vantaggi e svantaggi delle diverse tecniche di stabilizzazione basate sull'impianto di vegetazione [Coppin et al. 1990].

richiedono più umidità, in gruppi e in prossimità di vallate o aree concave del pendio al fine di ridurre il ristagno di acqua e l'evaporazione è minima. Al contrario, specie che richiedono meno umidità, come le erbacee, vengono invece scelte per aree che presentano una forma convessa.

Tsukamoto & Kusakaba [Tsukamoto et al. 1984] hanno proposto una classificazione sull'efficacia della vegetazione in funzione della tipologia di terreno che costituisce il pendio, in particolare per coltri di terreno sottili, completamente rinforzate dalle radici degli alberi e con uno strato sottostante di bedrock nel quale le radici non possono penetrare, l'effetto stabilizzante delle radici è limitato poiché la superficie di scorrimento si sviluppa all'interfaccia con il bedrock. Se il bedrock contiene fessure attraverso le quali le radici possono penetrare ed ancorare la superficie del terreno, l'effetto meccanico della stabilizzazione è superiore, tuttavia la presenza di discontinuità favorisce una maggiore infiltrazione e lo sviluppo di flussi d'acqua preferenziali nel bedrock che possono avere una influenza negativa sulla stabilità globale. Quando invece la coltre di terreno raggiunge spessori più elevati ed è presente uno strato intermedio in corrispondenza del quale la densità e la resistenza a taglio aumentano con la profondità, le radici, penetrando nello strato intermedio, stabilizzano il pendio. Se inoltre la coltre di terreno è spessa a tal punto da estendersi oltre la zona di radicamento, le radici possono influire sul regime idrologico attraverso l'evapotraspirazione e la riduzione della pressione interstiziale, ma non possono penetrare attraverso la

superficie di scorrimento, situata in profondità.

Uno dei problemi che si manifestano più frequentemente nell'utilizzo delle tecniche di ingegneria naturalistica consiste nella necessità di determinare il tempo necessario all'attecchimento delle specie vegetali sul pendio o quello a seguito del quale è garantito un adeguato effetto di protezione del terreno. Le specie vegetali e le corrispettive tecniche impiegate hanno bisogno di essere accuratamente combinate, per questo Morgan & Rickson [Morgan et al. 1995] suggeriscono due principali strategie di selezione delle piante che possono essere utilizzate per garantire un sufficiente livello di stabilizzazione del versante in ogni fase di crescita vegetativa delle stesse.

La prima idea proposta è basata sulla possibilità di attecchimento, con conseguente raggiungimento delle caratteristiche richieste a lungo termine, in un arco temporale che sia il più breve possibile. A partire dal loro innesto, infatti, le specie selezionate vengono piantate insieme a qualche pianta pioniera fino a che la vegetazione non si è completamente sviluppata; nel caso in cui l'efficacia del processo non risulti soddisfacente, si possono adottare misure di sensibilizzazione aggiuntive.

La seconda strategia prevede l'impianto e l'attecchimento di famiglie di piante pioniere che soddisfino specifici parametri bioingegneristici; in questo modo si ottiene una corretta crescita delle specie vegetali impiantate. Ulteriori specie di piante possono essere innestate sul versante per arricchire l'ecosistema locale. Nella scelta delle specie idonee alla stabilizzazione del versante è importante tener conto della vegetazione naturale che può essere trovata nei versanti vicini o in aree circostanti a quella in cui si opera; tali piante, infatti sono naturalmente adeguate al clima e al terreno della regione in questione [Sardegna 2017].

In conclusione la scelta della tipologia di vegetazione nella stabilizzazione dei versanti richiede l'analisi di diversi fattori, non facilmente intuibili, ma che hanno una forte influenza sull'efficacia e efficienza dell'intervento. Fattori come tipologia di specie vegetali, disposizione sul versante e corretta gestione rappresentano un elemento chiave nella progettazione dell'intervento di stabilizzazione.

10.5.2 Modelli di rinforzo dovuto alle radici

E' ben noto che i pendii in cui sono presenti alberi ed arbusti sono più stabili di quelli privi di vegetazione [Switala et al. 2013; Brenner 1973]. Ciò risulta particolarmente evidente nelle regioni montuose dove le frane si verificano, nella maggior parte dei casi, in aree non vegetate. Il contributo più significativo fornito dalla vegetazione alla stabilità dei pendii è rappresentato dal rinforzo aggiuntivo (di tipo coesivo) dovuto alla presenza delle radici. Il terreno, così come alcuni materiali da costruzione, reagisce bene alle azioni di compressione ma non presenta alcuna apprezzabile resistenza a trazione. La presenza delle radici permette di incrementare la resistenza a taglio e trazione del terreno.

Secondo alcuni autori [Stokes et al. 2009] le radici contribuiscono alla stabilità dei pendii con un doppio contributo, e questo appare maggiormente confermato in corrispondenza delle coltri di terreno poco profonde con un bedrock sottostante; le radici infatti penetrando nel substrato più stabile e ancorandosi a questo, trattengono

lo strato più in alto, mentre le ramificazioni laterali più sottili contribuiscono ad incrementare la coesione.

Negli ultimi dieci anni, i ricercatori sono giunti alla conclusione che la porzione di terreno in cui il rinforzo è più efficace si trova in corrispondenza dello strato più superficiale (fino ad una profondità di 1–2 m), al disotto del quale la densità delle radici si riduce rapidamente: soltanto quelle più lunghe e spesse penetrano a maggiore profondità.

10.5.3 Rinforzo meccanico esercitato dalle radici

Le prime evidenze relative alla capacità delle vegetazione di aumentare la stabilità dei pendii risalgono a circa quaranta anni fa, a seguito di una serie di prove di taglio su blocchi di terreno contenenti radici, alcuni studiosi hanno dimostrato che la resistenza a taglio dei terreni vegetati è superiore rispetto ai pendii privi di vegetazione [Wu 2013a], inoltre questi ultimi presentano una propensione maggiore rispetto ai primi a franare [Brenner 1973].

Una appropriata valutazione dei parametri che esprimono il miglioramento delle proprietà meccaniche dei terreni dovuto alla presenza delle radici è cruciale se si vuol provvedere a intervenire sulla stabilità dei pendii con tecniche di rinverdimento. Le proprietà che vengono più comunemente analizzate delle radici sono: la resistenza a trazione (σ_{rt}) e il Modulo di Young (E_{rt}).

Generalmente la rottura dell'apparato radicale può avvenire per raggiungimento della tensione di rottura delle radici principali, per rottura progressiva delle ramificazioni radicali, per rottura a taglio del sistema radici/terreno, oppure per combinazione dei tre meccanismi menzionati [Wu 2013a]. Numerosi sono i risultati di prove condotte su campioni di terreno naturali prelevati e riportati in diversi contributi scientifici [Wu et al. 1979; Pollen et al. 2005; Pollen 2007].

Una modalità, semplice e accreditata, per considerare il contributo dato alla stabilità dell'apparato radicale, è quello di includere il contributo meccanico delle radici nel criterio di rottura di Mohr–Coulomb come coesione aggiuntiva del terreno [Wu 1976; Waldron 1977; Wu et al. 1979], costituita da due contributi: resistenza a trazione media delle radici (σ_{rt}) e il rapporto area/radice (RAR), ossia la frazione della superficie di terreno occupata dalle radici.

La massima azione di rinforzo esplicata dalle radici si ottiene quando tutte le radici presenti nel volume di terreno considerato raggiungono il valore massimo della loro resistenza a trazione (Fig. 10.9) rispettando le seguenti ipotesi di base [Stokes et al. 2009]:

1. le radici sono inizialmente perpendicolari alla superficie di scorrimento e successivamente si flettono secondo lo spostamento relativo del terreno tra le due porzioni al di sopra e al di sotto della zona di taglio;
2. tutte le radici raggiungono il valore massimo della tensione di trazione contemporaneamente, ovvero si presume che esse si rompano insieme (ciò conduce ad una sovrastima della coesione aggiuntiva);

3. le radici sono ben ancorate nel terreno e non fuoriescono quando sottoposte a trazione.

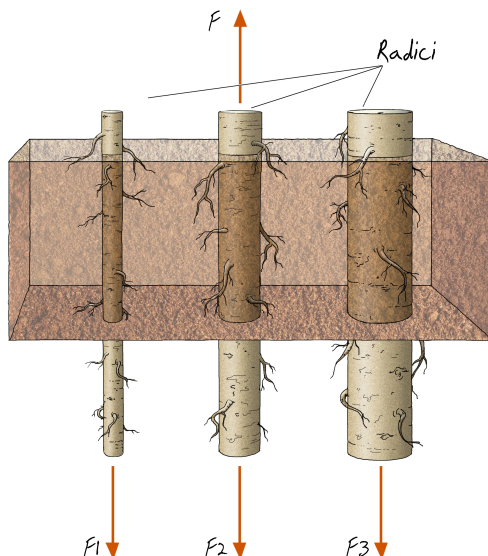


Figura 10.9: Schema di un volume di terreno attraversato da un apparato radicale costituito da radici di diverso spessore.

Inoltre, le radici più spesse agiscono come elementi di rinforzo nel pendio e la loro posizione spaziale determina anche la disposizione delle radici sottili ad esse associate. Se le radici sottili attraversano la superficie di scorrimento potenziale, forniscono il maggior contributo di consolidamento e stabilizzazione del fenomeno franoso.

Il contributo delle radici alla resistenza a taglio del terreno viene quindi assunto pari a:

$$\Delta\tau_{f,r} = \sigma_r \tan \phi + \tau_r = t_r (\cos \theta \tan \phi + \sin \theta) \quad (10.1)$$

dove $\Delta\tau_{f,r}$ è l'incremento della resistenza a taglio dovuto alla presenza delle radici; σ_r , τ_r sono, rispettivamente, le componenti normali e tangenziali di t_r , con t_r che rappresenta la resistenza a trazione delle radici per unità di area, θ è l'angolo di inclinazione del fusto della radice rispetto alla verticale; e ϕ è l'angolo di attrito del terreno. Se si considerano tutte le radici presenti in una porzione di area A , si ha che:

$$t_r = \sum_{i=1}^n \frac{T_{ri}}{A} \quad (10.2)$$

dove la sommatoria è relativa ai valori T_r delle azioni resistenti di tutte le radici presenti nell'area A . I risultati delle prove condotte dimostrano che la quantità

$(\cos \theta \tan \phi' + \sin \theta)$ può essere assunta pari al valore costante 1.2, per un angolo θ compreso tra 48° e 72° . Il contributo meccanico all'incremento della resistenza a taglio del terreno viene incluso nel criterio di rottura di Mohr-Coulomb come coesione [Wu et al. 1979] aggiuntiva $\Delta\tau_{f,r} \simeq 1.2t_r$:

$$\tau^* = \tau_f + \Delta\tau_{f,r} = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi' + \Delta\tau_{f,r} \quad (10.3)$$

dove τ^* è la resistenza a taglio totale del terreno vegetato.

Il modello, piuttosto semplice e con ipotesi a tratti limitative, riesce a cogliere dal punto di vista meccanico gli aspetti fondamentali del contributo delle radici alla resistenza a taglio del terreno. Analisi numeriche preliminari sono già state condotte durante il percorso di Dottorato [Salciarini et al. 2018b; Salciarini et al. 2018a], per gli interventi di copertura erbosa a manto uniforme e copertura a zolle; in particolare attraverso l'utilizzo del codice di calcolo Slope/W, si sono valutati gli incrementi di resistenza a taglio prodotti dagli interventi al variare di: i) diversi approfondimenti dell'apparato radicale, ii) differenti interassi tra le zolle, iii) differenti caratteristiche meccaniche per i pendii analizzati. Indicando con E , l'efficienza prodotta dagli interventi, definita come:

$$E(\%) = \frac{F_{s,post} - F_{s,pre}}{F_{s,pre}} \quad (10.4)$$

in cui $F_{s,post}$ rappresenta il coefficiente di sicurezza dopo la realizzazione dell'intervento e $F_{s,pre}$, è il coefficiente di sicurezza del pendio denudato, sono stati realizzati i primi abachi per il supporto alla progettazione degli interventi di manto uniforme e copertura con radici a zolle (maggiori dettagli sono contenuti nell'Appendice A del documento "Indicazioni progettuali propedeutiche alla scelta delle soluzioni tecniche di consolidamento e protezione del patrimonio culturale minacciato da rischio idrogeologico e sismico, compatibili con la natura di bene culturale" [Salciarini et al. 2018b]). I risultati meritano sicuramente ulteriori approfondimenti, e una lunga campagna sperimentale, tuttavia sono stati oggetto di una Convenzione di Ricerca svolta in collaborazione con la Direzione Generale Archeologia, Belle Arti e Paesaggio del Ministero dei Beni e delle Attività Culturali e del Turismo [Salciarini et al. 2018b].

10.6 Considerazioni Conclusive

Contrariamente a quanto avviene per gli interventi tradizionali di stabilizzazione dei pendii, per i quali gli approcci usati ai fini della progettazione, dimensionamento e verifica dei singoli elementi sono relativamente noti in letteratura ed ampiamente collaudati nella pratica corrente, la realizzazione di interventi di ingegneria naturalistica è una questione ancora relativamente aperta, per la quale non esistono in letteratura approcci comunemente accettati, e quindi l'esecuzione degli interventi avviene senza seguire un consolidato indirizzo progettuale. Ad ogni modo, in casi particolari, quali appunto la protezione e tutela di luoghi di interesse culturale, l'applicazione di interventi non invasivi costituisce l'unica strada percorribile per salvaguardare il

valore del bene; in condizioni critiche l'ingegneria naturalistica usata a complemento degli interventi strutturali ordinari contribuisce a ridurre l'impatto dell'opera, in tutti gli altri casi costituisce un valido strumento di mitigazione, caratterizzato anche da un'economicità non trascurabile.

In questo capitolo conclusivo sono stati illustrati solo alcuni interventi, tuttavia la disciplina è molto ampia e offre una molteplicità di soluzioni progettuali diversificate; seppure ancora lontani da un approccio standardizzato di progettazione, i risultati preliminari ottenuti, da procedure semplificate effettuate considerando l'apporto dell'apparato radicale come una coesione aggiuntiva, incoraggiano ad approfondire l'argomento che si rileva di particolare interesse per il sito archeologico studiato ed in generale per tutto il patrimonio culturale. Ad ogni modo, con riferimento alla problematica dei siti archeologici, ed in particolare al modello geotecnico implementato e presentato in questa ricerca, la coesione legata alla vegetazione si configura come una variabile aleatoria da considerare nel modello previsionale. La sua aleatorietà non è facilmente determinabile, poiché dipendente da diversi fattori (la crescita delle radici, il clima, la temperatura, ecc.), e richiede uno studio che esula dalle discipline strettamente connesse all'ingegneria civile. Il carattere multidisciplinare di questa ricerca, noto fin da principio, continua ad essere un aspetto chiave nel complesso approccio richiesto per la definizione di adeguate misure di tutela, salvaguardia e conservazione del patrimonio culturale da eventi naturali estremi.

Conclusioni

La ricerca rappresentata in questo elaborato si inserisce nell'ampio contesto della conservazione, tutela e salvaguardia dei beni archeologici, focalizzando maggiormente l'attenzione su aspetti direttamente collegati ai problemi di potenziale instabilità dei pendii che insistono sui complessi monumentali. In altre parole lo studio si concentra sulla modellazione geologica e geotecnica del problema, nella consapevolezza che studi di questo tipo costituiscono solo una parte del complesso quadro conoscitivo necessario all'esatta comprensione delle problematiche connesse alla tutela dei siti archeologici localizzati in aree a morfologia complessa.

Il modello previsionale, fisicamente basato probabilistico, sviluppato e presentato in questo lavoro, consente di stimare la probabile risposta dell'area ad un evento di fissata intensità e durata, configurandosi come uno strumento utile alla realizzazione di una strategia di azione che va nella corretta direzione delle politiche di mitigazione.

Il modello, sebbene sia nato collegato ad un caso di studio, costituisce un approccio metodologico che può essere adottato sempre, a supporto delle azioni di pianificazione e gestione dell'intero territorio.

L'implementazione del modulo per le condizioni di terreno non saturo è la possibilità di considerare terreni stratificati rappresentano delle azioni capaci di incidere significativamente sull'incremento dei campi di applicabilità della metodologia.

Tuttavia, il tema della protezione dei siti archeologici presenta un forte carattere multidisciplinare, che non si esaurisce con analisi previsionali per la valutazione del rischio da frana, né tantomeno con la conoscenza storica e architettonica dei monumenti, ma spazia a studi di natura sedimentologica, pedologica, paleontologica e geoarcheologica. Ed è verso questi studi che si intendono ampliare le attività di ricerca future.

Lo studio delle testimonianze storiche con tecniche proprie delle Scienze della Terra si è mostrato in diverse occasioni utile a chiarire aspetti ed informazioni importanti per la comprensione geologica del sito; con riferimento al caso di studio, l'analisi della sequenza stratigrafica, sintesi di due processi diversi di accumulo e di erosione che mutano il paesaggio condizionandone la frequentazione e l'abbandono da parte dei popoli, potrebbe spiegare aspetti sul complesso non ancora accertati. Ad esempio l'ultima frequentazione del sito (che risale al III-IV secolo d.C. con l'uso sepolcrale dell'area dei due porticati) si pensa collegata al terremoto del 346 d.C., ma tale supposizione non è stata mai validata; in più, anche in relazione ai primi scavi, le testimonianze raccontano di monumenti completamente sepolti da materiale alluvionale, senza investigare sull'entità del meccanismo che ha coinvolto volumetrie di terreno consistenti. Quindi l'analisi geoarcheologica rappresenta uno strumento utile per validare la co-

noscenza storica del sito e supportare la comprensione dei meccanismi morfoevolutivi di interesse per l'area.

L'evoluzione del territorio, e dell'ambiente circostante, ha ovviamente un'incidenza sulle opere murarie; in generale tali effetti possono essere valutati e quantificati attraverso sistemi di monitoraggio più o meno complessi. I limiti insiti negli strumenti tradizionali, possono essere oggi superati dalla disponibilità di dati di interferometria satellitare [Chen et al. 2017; Lasaponara et al. 2020].

Un ulteriore aspetto che si intende quindi affrontare è legato allo studio del sito in relazione all'impiego dei dati da satellite; in particolare il confronto tra le informazioni rilevate per diversi anni dal sistema Cosmo-SkyMed, può evidenziare la presenza di movimenti importanti delle strutture murarie e quindi contribuire all'individuazione dei settori più critici. L'analisi può inoltre supportare la definizione di un modello più complesso capace di considerare l'interazione tra il terreno e le strutture, che risulta un aspetto non trascurabile per problemi che coinvolgono beni di interesse culturale.

Gli aspetti qui evidenziati costituiscono parte delle ricerche che mi auguro di approfondire nei prossimi studi.

A

Nozioni generali sulla teoria della probabilità

A.1 Probabilità di un evento

In generale il termine probabilità viene usato quando si fa riferimento a situazioni incerte, ossia a fenomeni che possono o non verificarsi. L'insieme di tutti i possibili fenomeni, o meglio eventi che possono verificarsi come esito di un esperimento, è definito spazio campionario (S), e la probabilità che ha un evento A (con A sottoinsieme generico dello spazio S) di verificarsi ($P[A]$) è un numero razionale compreso tra 0 ed 1:

$$0 \leq P[A] \leq 1 \quad (\text{A.1})$$

ed inoltre:

$$P[\emptyset] = 0, \quad P[S] = 1 \quad (\text{A.2})$$

Generalizzando, se indichiamo con m l'insieme di condizioni favorevoli al verificarsi dell'evento A , $P[A] = m/N$ dove N rappresenta la numerosità delle condizioni che A può assumere. In altre parole se l'evento è impossibile, quindi non esistono casi favorevoli al verificarsi dell'evento, $P[A] = 0$; se l'evento è certo, quindi tutti i casi sono favorevoli al verificarsi di A , $P[A] = 1$.

A volte, è però interessante e necessario, valutare la probabilità legata ad eventi che dipendono dal realizzarsi di altri sotto-eventi. Per esempio, se A rappresenta l'evento che l'azienda 1 richieda dei servizi di assistenza, mentre B rappresenta l'evento che l'azienda 2 richieda servizi di assistenza; la probabilità che l'impresa di assistenza deve effettuare servizi è pari a:

$$P[A \cup B] = P[A] + P[B] - P[A \cap B] \quad (\text{A.3})$$

Graficamente la rappresentazione è mostrata dal diagramma di Venn (Fig. A.1).

Se invece A e B sono eventi completamente disgiunti, allora la probabilità che l'impresa ha di effettuare servizi di assistenza è pari a:

$$P[A \cup B] = P[A] + P[B] \quad (\text{A.4})$$

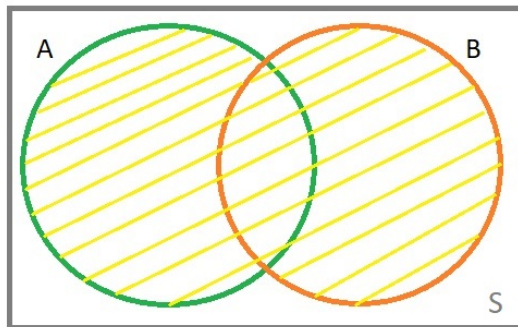


Figura A.1: L'area campita del diagramma di Venn rappresenta il risultato dell'operazione $A \cup B$.

In maniera analoga, se A_1, A_2, A_n sono una partizione dello spazio S , e sono tutti elementi mutuamente esclusivi o incompatibili, ossia $A_1 \cup A_2 \cup \dots \cup A_n = S$, allora:

$$P[A_1 \cup \dots \cup A_n] = P[A_1] + \dots + P[A_n] = P[S] = 1 \quad (\text{A.5})$$

A.2 Probabilità condizionata

Nell'ambito della teoria della probabilità, la probabilità condizionata di un evento B rispetto a un evento A , è la probabilità che B si verifichi, sapendo che A è verificato. Questa probabilità, tipicamente indicata con $P[B|A]$, esprime quindi una "correzione" delle aspettative per B , dettata dall'osservazione di A . In formule si ha che:

$$P[B|A] = \frac{P[A \cap B]}{P[A]} \quad (\text{A.6})$$

Naturalmente $P(A) > 0$, considerando che a valori uguali allo zero corrisponde la valutazione della probabilità condizionata rispetto ad un evento impossibile. Il condizionamento degli eventi, consiste in pratica in una sorta di ridefinizione dello spazio campionario; se infatti assumiamo che A si sia già verificato, tutti i punti campionari che non appartengono ad A perdono di significato. L'insieme A diventa quindi un nuovo spazio, costituito da eventi certi. In maniera analoga, tutti i punti di B , che non appartengono ad A , perdono di importanza, e l'unica parte di B che può ancora verificarsi è la porzione derivante dall'intersezione tra A e B ($A \cap B$). Concludendo, $P(B|A)$ non è altro che $P(A \cap B)$ riproporzionato sulla base di $P(A)$ che è la probabilità dell'evento condizionante.

La probabilità che due eventi, A e B si verifichino contemporaneamente, è espressa dal teorema della probabilità composta; in particolare:

$$P[A \cap B] = P[B|A]P[A]$$

A.2.1 Probabilità totale

In alcune circostanze, la probabilità di un evento è nota perché legata alla realizzazione di altri eventi, tuttavia si è interessati a conoscere la probabilità incondizionata dell'evento. Per chiarire meglio il concetto, immaginiamo di voler stimare la probabilità totale di collasso di un ponte; quindi è necessario valutare: i) la probabilità di collasso legata al massimo carico statico, ii) la probabilità di collasso legata al massimo carico dinamico (traffico), iii) la probabilità di collasso legata ad eventi sismici; iv) e la probabilità di collasso legata alle alluvioni. Il teorema della probabilità totale, ci consente appunto di combinare tutte le possibilità appena citate e di valutare la probabilità incondizionata di collasso del manufatto. Oltre alla conoscenza delle singole probabilità condizionate, è importante conoscere la probabilità del verificarsi di ciascuna condizione o evento; in altre parole è ad esempio necessario conoscere la probabilità che il massimo carico statico si verifichi durante la vita utile della struttura. Indicando quindi con B_1, B_2, \dots, B_k , i probabili eventi sopra enunciati, tra loro disgiunti e tali che la loro somma dia come risultato un evento certo, per ogni evento A appartenente, come gli eventi B_k , allo spazio semplice S , risulta:

$$P[A] = \sum_{k=1}^k P[B_i \cup A] = \sum_{k=1}^k P[A|B_i]P[B_i] \quad (\text{A.7})$$

A.2.2 Teorema di Bayes

Il teorema di Bayes lega la misura di probabilità condizionata di un evento, detta "a posteriori", alla misura di probabilità dello stesso evento, detta "a priori", in altre parole viene impiegato per calcolare la probabilità di una causa che ha prodotto l'evento verificato. Dalla definizione di probabilità condizionata deriva che:

$$P[A \cap B] = P[A|B] \cdot [B]$$

ma anche:

$$P[A \cap B] = P[B|A] \cdot P[A]$$

uguagliando i secondi membri:

$$P[B|A] \cdot P[A] = P[A|B] \cdot P[B]$$

quindi

$$P[B|A] = \frac{P[A|B] \cdot P[B]}{P[A]} \quad e \quad P[A|B] = \frac{P[B|A] \cdot P[A]}{P[B]} \quad (\text{A.8})$$

Le equazioni (Eq. A.8) possono essere usate in maniera equivalente a seconda della disponibilità dei dati utili ad effettuare la stima.

Generalizzando, se gli eventi B_1, B_2, \dots, B_k costituiscono una partizione dello spazio semplice S , ed essi sono disgiunti e la loro somma è un evento certo, per ogni

evento A di S tale che $P[A] \neq 0$

$$P[B_j|A] = \frac{P[B_j \cap A]}{\sum_{i=1}^k P[B_i \cap A]} = \frac{P[A|B_j]P[B_j]}{\sum_{i=1}^k P[A|B_i]P[B_i]} = \frac{P[A|B_j]P[B_j]}{P[A]}$$

per ogni $j = 1, 2, \dots, k$. La valutazione di stima della probabilità può quindi, grazie al teorema di Bayes, essere migliorata considerando la disponibilità di nuovi dati ed informazioni.

A.2.3 Problem solving

Il problem solving è una metodologia basata sull'individuazione di un problema e sulla sua soluzione; si configura come un procedimento articolato, traducibile in un modello procedurale adattabile a diverse situazioni di vita reale. Al fine di aumentare la probabilità di risolvere con successo un problema, due sono gli aspetti importanti: l'approccio sistematico e l'aspetto pratico. La conoscenza pratica del problema è di supporto per l'identificazione degli aspetti importanti da considerare. La metodologia si sviluppa per step, in particolare nella prima fase il solutore deve individuare l'obiettivo del problema e quindi tutte le variabili in gioco; per problemi articolati può essere di supporto la suddivisione in sottoproblemi gerarchizzati. Le variabili del problema vanno quantificate attraverso indicazioni esplicite circa la loro probabilità di accadimento. Si valutano successivamente i legami tra gli eventi al fine di definire la probabilità desiderata.

A.3 Misura della tendenza centrale, della variabilità e del grado di associazione di una variabile random

Una variabile aleatoria è completamente descritta quando viene ad essere definita la sua *pdf*. Tuttavia la precisa descrizione di un generico fenomeno naturale non è sempre possibile; quindi nella pratica la distribuzione di probabilità di una grandezza random viene ad essere definita attraverso la valutazione della sua tendenza centrale e della variabilità. Queste quantità esprimono informazioni importanti sulle proprietà della variabile aleatoria, in alcuni casi la loro valutazione è fondamentale per la corretta definizione dei parametri della distribuzione, in altri costituiscono proprio i parametri della distribuzione.

Tipicamente la tendenza centrale viene espressa dalla media, mentre la variabilità dalla varianza; in ingegneria la variabilità è quantificata anche attraverso il coefficiente di variazione adimensionale, definito come il rapporto tra la deviazione standard e la media. Nel caso inoltre di due variabili casuali, X e Y , spesso è di interesse misurare quanto fortemente sono correlate (o associate) le grandezze; tale relazione viene generalmente quantificata attraverso la valutazione della covarianza. La covarianza è funzione delle unità delle variabili casuali coinvolte e delle loro variabilità individuali;

una misura più intuitiva della forza della relazione tra due variabili casuali spesso usata è il coefficiente di correlazione.

Le quantità appena citate vengono descritte con maggior dettaglio nei paragrafi che seguono.

A.3.1 Media di una variabile casuale

La media, μ_x , come in precedenza accennato, rappresenta la tendenza centrale della variabile, matematicamente viene definita come

$$\mu_x = E[X] = \sum_x x f(x) \quad \text{per } X \text{ variabile discreta} \quad (\text{A.9a})$$

$$\mu_x = E[X] = \int_{-\infty}^{+\infty} x f(x) dx \quad \text{per } X \text{ variabile continua} \quad (\text{A.9b})$$

In cui X è la variabile casuale caratterizzata da una funzione densità di probabilità $f(x)$. La quantità $E[X]$ rappresenta il valore atteso di X , ossia la somma di tutti i possibili valori della variabile aleatoria pesati sulla base della probabilità di ognuno di verificarsi. In altre parole, se X è una variabile aleatoria con funzione di probabilità $f_X(x)$, il valore atteso della variabile casuale $g(X)$ dove g è una qualsiasi funzione di X è pari a:

$$\mu_{Xg} = \begin{cases} E[g(X)] = \sum_x g(x) f_X(x) & \text{per una variabile } X \text{ discreta} \\ E[g(X)] = \int_{-\infty}^{+\infty} g(x) f_X(x) dx & \text{per una variabile } X \text{ continua} \end{cases} \quad (\text{A.10})$$

A.3.2 Mediana

La mediana rappresenta ugualmente una misura della tendenza centrale; in particolare è il punto che divide la distribuzione in due metà uguali. Tipicamente indicata con $\tilde{\mu}$, può essere valutata attraverso la seguente equazione:

$$F_X(\tilde{\mu}) = P[X \leq \tilde{\mu}] = 0.5 \quad (\text{A.11})$$

Al contrario del valore medio, la mediana non è influenzata dai valori estremi della distribuzione; le due quantità coincidono per le distribuzioni simmetriche, mentre per una distribuzione positiva e asimmetrica verso destra, variabilità spesso rappresentativa di molte caratteristiche meccaniche del terreno, la media si trova a destra della mediana. In maniera analoga, per una distribuzione spostata verso sinistra, il valore medio viene a trovarsi a sinistra della media.

Indicando con x_1, x_2, \dots, x_n i campioni di una popolazione X , la mediana della popolazione $\tilde{\mu}_X$ può essere stimata a partire dalla media campionaria \tilde{x} pari a:

$$\tilde{x} = \begin{cases} x_{(n+1)/2} & \text{se } n \text{ è dispari} \\ 1/2(x_{(n/2)} + x_{(n+1)/2}) & \text{se } n \text{ è pari} \end{cases} \quad (\text{A.12})$$

A.3.3 Varianza

Mentre il valore atteso o la mediana di una variabile casuale X contengono informazioni su "dove" la distribuzione di probabilità è centrata, la varianza, σ_X^2 , è un parametro che misura la dispersione della distribuzione rispetto al suo valor medio. In particolare, presa la variabile casuale X caratterizzata da una funzione di probabilità $f_X(x)$ e media μ_X , la varianza di X è definita come:

$$\sigma_X^2 = Var[X] = E[(X - \mu_X)^2] = \begin{cases} \sum_x (x - \mu_X)^2 f_X(x) & \text{per } X \text{ variabile discreta} \\ \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_X)^2 f_X(x) dx & \text{per } X \text{ variabile continua} \end{cases} \quad (\text{A.13})$$

A volte la varianza, viene più semplicemente calcolata come:

$$\sigma_X^2 = E[X^2] - E^2[X] = E[X^2] - \mu_X^2$$

e σ_X^2 ha la stessa unità di misura di X^2 . La radice quadrata della varianza esprime invece la deviazione standard σ di X , caratterizzata dalla stessa unità di misura di X ma non sempre utile ad avere informazioni circa la variabilità della grandezza; ad esempio, un valore di σ unitario è sinonimo di una X variabile, quando il valore medio di X è pari a 1, allo stesso tempo indica però una grandezza deterministica se il valore medio della stessa è un milione. Una misura di variabilità che consente di risolvere questo problema, è il coefficiente di variazione, grandezza adimensionale definito come:

$$COV = \frac{\sigma}{\mu} \quad (\text{A.14})$$

Il coefficiente di variazione diventa indefinito se la media di X è zero, è una grandezza usata per esprimere la variabilità soprattutto in ingegneria, poiché le proprietà dei materiali e la variabilità del carico, non assumono valori medi nulli.

A.3.4 Covarianza

La definizione di covarianza è sicuramente molto importante dal punto di vista applicativo quando si opera con due variabili aleatorie, caratterizzate da due distribuzioni di probabilità, che si influenzano a vicenda dando origine ad una distribuzione bivariata. Siano X e Y due variabili casuali con distribuzione di probabilità congiunta $f_{XY}(x, y)$, la covarianza tra le due variabili è così definita:

$$COV[X, Y] = E[(X - \mu_X)(Y - \mu_Y)] \begin{cases} = \sum_x \sum_y (x - \mu_x)(y - \mu_y) f_{XY}(x, y) \\ = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_x)(y - \mu_y) f_{XY}(x, y) dx dy \end{cases} \quad (\text{A.15})$$

rispettivamente per variabile discreta e continua.

La covarianza tra due variabili, X e Y , con valori medi pari a μ_X e μ_Y , può essere calcolata anche come:

$$Cov[X, Y] = E[XY] - E[X]E[Y] = E[XY] - \mu_X \mu_Y$$

ed esprime quindi la natura della relazione tra due variabili, X e Y , senza fornire indicazioni circa la forza del legame che, per tale ragione, viene spesso espresso attraverso il coefficiente di correlazione.

A.3.5 Coefficiente di correlazione

Siano X e Y due variabili casuali con distribuzione di probabilità congiunta $f_{XY}(x, y)$. Il coefficiente di correlazione tra X ed Y è definito come:

$$\rho_{XY} = \frac{Cov[X, Y]}{\sigma_X \sigma_Y}$$

e ha valori compresi tra $-1 \leq \rho_{XY} \leq 1$. Se σ_X^2 e σ_Y^2 sono la varianza delle variabili aleatorie X ed Y

$$Var\left[\frac{X}{\sigma_X} + \frac{Y}{\sigma_Y}\right] = \frac{\sigma_X^2}{\sigma_X^2} + \frac{\sigma_Y^2}{\sigma_Y^2} + 2\frac{Cov[X, Y]}{\sigma_X \sigma_Y} \geq 0$$

da cui segue che $\rho_{XY} \leq 1$. In maniera analoga:

$$Var\left[\frac{X}{\sigma_X} - \frac{Y}{\sigma_Y}\right] = \frac{\sigma_X^2}{\sigma_X^2} + \frac{\sigma_Y^2}{\sigma_Y^2} - 2\frac{Cov[X, Y]}{\sigma_X \sigma_Y} \geq 0$$

che implica un valore di ρ_{XY} maggiore dell'unità. Il coefficiente di correlazione è una misura diretta del grado lineare di dipendenza tra due grandezze aleatorie, un valore di ρ_{XY} positivo e unitario indica una correlazione proporzionale tra le variabili, cioè se Y aumenta anche X aumenta, se $\rho_{XY} = -1$, Y aumenta quando X decresce. Quando le variabili, sono invece tra loro scorrelate allora il coefficiente di correlazione è pari a zero.

Bibliografia

- Abramson, L.W. et al. (2002). "Slope stability and stabilization methods". In: *Wiley*.
- Aiding, K. et al. (2019). "Landslide susceptibility assessment using data mining models, a case study: Chehel-Chai Basin". In: *Watershed Engineering and Management* 11, pp. 24–42.
- Aleotti, P. (2004). "A warning system for rainfall-induced shallow failures". In: *Engineering Geology*, pp. 247–265.
- Aleotti, P. et al. (1999). "Probabilistic prediction models for landslide hazard mapping". In: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 58, pp. 21–44.
- Alvioli, M. et al. (2018). "Implications of climate change on landslide hazard in Central Italy." In: *Science of the Total Environment*, pp. 1528–1543.
- Amorosi, A. et al. (2015). "Geotechnical and structural analysis of the Ninfeo di Genazzano". In: *Rivista Italiana di Geotecnica* 49, pp. 29–44.
- Arora, M.K. et al. (2004). "An artificial neural network approach for landslide hazard zonation in the Bhagirathi (Ganga) Valley, Himalayas". In: *International Journal of Remote Sensing* 25.3, pp. 559–572.
- Astill, C.J. et al. (1971). "Impact Loading on Structures with Random Properties". In: *Journal of Structural Mechanics* 1, pp. 63–77.
- Baecher, G.B. et al. (2005). *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. John Wiley & Sons.
- Baeza, C. et al. (2001). "Assessment of shallow landslide susceptibility by means of multivariate statistical techniques". In: *Earth surface processes and landforms* 26.12, pp. 1251–1263.
- Bartolomucci, C. (2013). "Lo stato di conservazione dei beni tra dissesti e degrado". In: *Sisma Abruzzo 2009. Archeologia e terremoto*.
- Baum, R.L. et al. (2002). *TRIGRS-A FORTRAN program for transient rainfall infiltration and grid-based regional slope-stability analysis*. US Geological Survey Open-File Report. USGS.
- Baum, R.L. et al. (2005). "Early warning of landslides for rail traffic between Seattle and Everett, Washington, USA, in Landslide Risk Management". In: *International Conference on Landslide Risk Management*, edited by O. Hungr et al.

- Baum, R.L. et al. (2008). *TRIGRS-A FORTRAN program for transient rainfall infiltration and grid-based regional slope-stability analysis, version 2.0*. USGS Open-File Report. 08-1159.
- Bear, J. (1972). *Dynamics of fluids in porous media*.
- Bhusan, K. et al. (1987). "Triggering factors of landslides and determination of rainfall threshold: a case study from North East India". In: *The Second World Landslide Forum Abstracts*.
- Blong, R. J. (1973). "A numerical classification of selected landslides of the debris-slide-avalanche-flow type". In: *Engineering Geology* 7, pp. 99–144.
- Boccalaro, F. (2007). *Difesa del territorio e Ingegneria Naturalistica*. Dario Flaccovio Editore.
- Borga, M. et al. (1998). "Shallow landslide hazard assessment using a physically based model and digital elevation data". In: *J. Environ. Geol.* 35, pp 81–88.
- Borgatti, L. et al. (2010). "Landslides as a geomorphological proxy for climate change: a record from the dolomites (northern Italy)". In: *Geomorphology* 120, pp. 56–64.
- Bowles, J.E. (1996). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill, New York.
- Brabb, E. E. (1984). "Innovative approaches to landslide hazard mapping". In: *Proceedings 4th International Symposium on Landslides Toronto, vol. 1 (1984)*, pp. 307-324.
- Brejda, J.J. et al. (2000). "Distribution and variability of surface soil properties at a regional scale". In: *Soil Science Society of America Journal* 64.3, pp. 974–982.
- Brenner, R.P. (1973). "A hydrological model study of a forested and a cutover slope". In: *Hydrological Sciences Journal* 18.2, pp. 125–144.
- Brunetti, M. T. et al. (2010). "Rainfall thresholds for the possible occurrence of landslides in Italy". In: *Natural Hazards and Earth System Sciences*.
- Brunetti, M.T. et al. (2013). *Rainfall thresholds for possible occurrence of shallow landslides and debris flows in Italy, in Dating Torrential Processes on Fans and Cones, Advances in Global Change Research*. Schneuwly-Bollschweiler M.; Stoffel M.; Rudolf-Miklau Florian.
- Brunetti, M.T. et al. (2014). *Rainfall Thresholds for Possible Occurrence of Shallow Landslides and Debris Flows in Italy*. Advances in Global Change Research.
- Burland, J. B. et al. (2004). "The stabilization of the leaning tower of Pisa. Geotechnical analysis of seismic vulnerability of monuments and historical

- sites". In: *Geotechnical analysis of seismic vulnerability of monuments and historical sites* Transactions of the American Society of Civil Engineers.
- Caine, N. (1980). "The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows". In: *Geografiska Annaler* Series A.62 (1-2), pp. 23–27.
- Caira M., Carcassi M. Carpignano A.-Castiglia F. Zio E. (mar. 2006). *Le incertezze nelle analisi di rischio*. Rapp. tecn. available online. IHMC Cmap-Tools 2006-01, Florida Institute for Human e Machine Cognition. URL: <http://conference.ing.unipi.it/vgr2006/archivio/Articoli/285.pdf>.
- Calabresi, G. (1986). *Dispense del Corso di Tecnica delle Fondazioni*. Università di Roma La Sapienza.
- Calcaterra, D. et al. (2000). "The influence of meteoric events in triggering shallow landslides in pyroclastic deposits of Campania, Italy". In: *ECCE Final Report: A Preliminary Assessment of the Impacts in Spain due to the Effects of Climate Change*. Ministero de Medio Ambiente, pp. 161.
- Calvello, M. (2012). *Dispense del Corso di Frane*. Università degli Studi di Salerno - Facoltà di Ingegneria. Laurea Specialistica in Ingegneria per l'Ambiente ed il Territorio.
- Cambou, B. (1971). "Application of First Order Uncertainty Analysis in Method in Linear Elasticity". In: *Second international Conference on Application of Statistics and probability in Soil and Structural Engineering*.
- Cancelli, A. et al. (1985). "Landslides in soil debris cover triggered by rainstorms in Valtellina (Central Alps - Italy)". In: *Proceedings of 4th Int. Conference and Field Workshop on Landslides, Tokyo*.
- Cannon, S.H. et al. (2005). "Wildfire-related debris flow from a hazards perspective". In: *In Debris flow hazards and related phenomena* (Jakob M, Hungr O, eds).
- Canuti, P. et al. (1996). "Considerazioni sulla valutazione del rischio di frana". In: *Atti del Convegno di Bologna, CNR-GNDCI-Linea 2: Previsione e Prevenzione di Eventi Franosi a Grande Rischio*.
- Canuti, P. et al. (2009). "Cultural Heritage and Landslides: Research for Risk Prevention and Conservation". In: *Landslides – Disaster Risk Reduction*, pp. 401–433.
- Carman, P.C. (1937). "Fluid flow through granular beds." In: *Transactions, Institution of Chemical Engineers*, pp. 150–166.
- (1938). "Determination of the specific surface of powders." In: *Journal of the Society of Chemical Industry, Trans.*, vol. CVII, pp.225.

- Carman, P.C. (1939). "Permeability of saturated sands, soils and clays". In: *Journal of Agricultural Science*, vol. XXIX, pp. 263–273.
- (1956). "Flow of Gasses through porous media." In: *Butterworths, London*, p. .
- Carrara, A. (1983). "A multivariate model for landslide hazard evaluation". In: *Mathematical Geology* 15, pp. 403–426.
- Carraro, C. et al. (1987). "Effect of rainfall intensity and duration on debris flows in central Santa Cruz Mountains". In: *Debris flow=avalanches: process, recognition, and mitigation (Costa JE, Wieczorek GF, eds)*.
- Carraro, C et al. (2008). "Climate Change Impacts and Adaptation Strategies in Italy. An Economic Assessment. CCMP – Climate Change Modelling and Policy". In:
- Carrier, W.D. (2003). "Goodbye, Hazen; hello, Kozeny-Carman." In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 1054–1058.
- Carroll, P. et al. (2006). "Landslide hazard assessment in the Collazzone area, Umbria, central Italy". In: *Natural Hazards and Earth System Sciences* 6, pp. 115–131.
- (2018). "Review of Potential Risk Factors of Cultural Heritage Sites and Initial Modelling for Adaptation to Climate Change". In: *Geosciences*, p. 322.
- Casale, C. (2018). *Le armi dell'edificio a est del Tempio B di Pietrabbondante*. In *Armi votive in Magna Grecia*, eds. R. Graells i Fabregat e F. Longo, 279-288. Mainz: Römisch-Germanischen Zentralmuseum.
- Cascini, L. et al. (1997). *Quantitative risk assessment for slopes and landslides — the state of the art*. In *Landslide Risk Assessment*.
- (2005). *Landslide hazard and risk zoning for urban planning and development, in Landslide Risk Management*. Hungr, O., Fell, R., Couture, R., Eberhardt, E. (Eds.)
- Castellanos, E.A. et al. (2008). "Qualitative landslide susceptibility assessment by multicriteria analysis: a case study from San Antonio del Sur, Guantánamo, Cuba". In: *Geomorphology* 94.3, pp. 453–466.
- Cecchi, R. (2014). *Linee Guida per la conservazione delle architetture di interesse archeologico e l'esperienza di commissariamento delle aree archeologiche di Roma e Ostia Antica*. LANX 19 2014, 189-193.
- Cecchi, R. et al. (2010). "Lo stato di conservazione dei beni tra dissesti e degrado". In: *Prevenzione e manutenzione per i beni culturali edificati. Il caso studio delle aree archeologiche di Roma e Ostia Antica*.

- Ceriani, M. et al. (1992). "Rainfall and landslides in the Alpine area of Lombardia Region, central Alps". In: *Interpraevent Int. Symp. vol. 2. Bern*, pp. 9–20.
- Cevasco, A. et al. (2000). "Forest clearing and regional landsliding". In: *Geology*, pp. 311–314.
- (2010). "Evaluation of rainfall thresholds for triggering shallow landslides on the Genoa municipality area (Italy): the case study of the Bisagno Valley". In: *Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, pp. 35–50.
- Chen, F. et al. (2017). "An overview of satellite synthetic aperture radar remote sensing in archaeology: From site detection to monitoring". In: *Journal of Cultural Heritage* 23, pp. 5–11.
- Cherubini, C. (2000). "Reliability evaluation of shallow foundation bearing capacity on c' φ 'soils". In: *Canadian Geotechnical Journal* 37.1, pp. 264–269.
- Cho, S.E. (2007). "Effects of spatial variability of soil properties on slope stability". In: *Engineering Geology*, 97–109.
- (2010). "Probabilistic assessment of slope stability that considers the spatial variability of soil properties". In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 136(7), pp. 975–984.
- Chung, C.F. et al. (1999). "Probabilistic prediction models for landslide hazard mapping". In: *Photogramm. Eng. Remote Sensing* 65.12, pp. 1389–1399.
- Chung, C.F. et al. (2001). "Prediction models for landslide hazard zonation using a fuzzy set approach". In: *Geomorphology and Environmental Impact Assessment. Balkema, Lisse, The Netherlands*, pp. 31–47.
- Ciabatta, L. et al. (2016). "Assessing the impact of climate-change scenarios on landslide occurrence in Umbria region, Italy." In: *J. Hydrol.* 285–295.
- Clariza, M. et al. (1996). "Sui meccanismi di innesco dei soil slip". In: *Int. Conf. Prevention of Hydrogeological Hazards: The Role of Scientific Research*.
- Clemen, R.T. et al. (1999). "Correlations and copulas for decision and risk analysis". In: *Management Science* 45.2, pp. 208–224.
- Coduto, D. (1999). *Geotechnical Engineering, Principles and Practices*. Prentice Hall, NJ.
- Coe, J.A. (2016). "Landslide Hazards and Climate Change: A Perspective from the United States. In: Slope Safety Preparedness for Impact of Climate Change". In: *In: Slope Safety Preparedness for Impact of Climate Change. In: Ho, K., Lacasse, S., Picarelli, L. (Eds.), Taylor & Francis Group, Boca Raton. CRC Press, FL USA*, pp. 479–523.

- Coe, J.A. et al. (2012). "Review of approaches for assessing the impact of climate change on landslide hazards". In: *Land- slides and engineered slopes, protecting society through improved understanding: proceedings of the 11th international and 2nd north American symposium on land- slides and engineered slopes, Banff*. Vol. 1, pp. 371–377.
- Copersino, M.R. (2009). "Cenni normativi in materia di tutela dei beni culturali- Sintesi e considerazione". In: *Sisma Abruzzo 2009 Archeologia e Terremoto, One Group Ed, L'Aquila, 127-131. G. Cialone & M. R. Copersino (eds)*.
- Coppin, N.J. et al. (1990). *Use of Vegetation in Civil Engineering*. Construction Industry Research e Information Association London.
- Cornellini, P. et al. (2001). *Tecniche d'Ingegneria Naturalistica nel Parco Nazionale del Vesuvio: esperienze del presente e del passato*. Carlo Bifulco (a cura di) – Interventi di Ingegneria Naturalistica nel Parco Nazionale del Vesuvio.
- Corominas, J. et al. (1999). "Reconstructing recent landslide activity in relation to rainfall in the Llobregat River basin, Eastern Pyrenees, Spain". In: *Geomorphology* 30, pp. 79–93.
- Corominas, J. et al. (2005). "Impacts on natural hazard of climatic origin." In: *ECCE Final Report: A Preliminary Assessment of the Impacts in Spain due to the Effects of Climate Change. Ministerio de Medio Ambiente*, pp. 161.
- Cotecchia, V. et al. (2005). "Slope Instability in the Valley of Temples, Agrigento (Sicily)". In: *Giornale di Geologia Applicata* (2005) 91 –101.
- Crosta, G.B. (1998). "Rainfall threshold regionalization: an aid for landslide susceptibility zonation". In: *Environmental Geology* 35, pp. 131–145.
- Crosta, G.B. et al. (2001). "Rainfall Thresholds for triggering soil slips and debris flow". In: *Proc. Of EGS 2nd Plinius Conference 2000, Mediterranean Storm, Siena*.
- Crosta, G.B. et al. (2003). "Distributed modelling of shallow landslides triggered by intense rainfall". In: *Natural Hazards Earth Syst Science* 3, pp. 81–93.
- Crozier, M.J. (1999). "Prediction of rainfall-triggered landslides: a test of the antecedent water status model". In: *Earth Surf Proc Land* 24, pp. 825–833.
- Crozier, M.J. et al. (2005). "Landslide hazard and risk: issues, concepts and approach". In: *Landslide hazard and risk*, pp. 1–40.
- Cruden, D.M. et al. (1990). *Suggested nomenclature for landslides. International Association of Engineering Geology Commission on Landslides*. Bollettino.

- (1996). *Landslide types and processes*. In *Landslides: Investigation and Mitigation, Special Report 247*. Annuario.
- D’Agostino, S. (2014). *Bollettino ICR, Istituto Superiore per la conservazione ed il restauro*.
- D’Agostino, S. et al. (2009). *Recommendations for drawing up projects and carrying out interventions for the conservation of archaeological built heritage*.
- D’Amico, P. (2018 b). *Le armi dell’Aerarium di Pietrabbondante: strutture e fasi di frequentazione*. In *Armi votive in Magna Grecia*, eds. R. Graells i Fabregat e F. Longo, 261-270. Mainz: Römisch-Germanischen Zentralmuseum.
- (2019). *Pietrabbondante, FastiOnline*.
- De Pari, P. et al. (2007). *Relazione sugli studi geologico-tecnico*. Progettazione del complesso archeologico di Pietrabbondante.
- Del Giudice, V. et al. (2018). “Evaluation methodologies of earthquake damages to cultural heritage”. In: *International Journal of Applied Engineering Research*, pp. 1647–1653.
- Demontzey, P. et al. (1880). *Studien uber die Arbeiten der Wiederbewaldung und Beratung der Gebirge*. Carl Gerold Verlag, Wien.
- Devore, J.L. (2003). *Probabilistic and Statistics for Engineering and the Sciences*. 6 rd ed., Duxbury, New York.
- Ditlevson, O (1973). *Structural reliability and the invariance problem*. University of Waterloo, Solid Mechanics Division.
- Egglezos, D. et al. (2013). “The role of geotechnical engineer in archaeological work: The Greek experience.” In: *Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites* SBN 978-1-138-00055-1.
- Endrizzi, S. et al. (2013). “GEOtop 2.0: simulating the combined energy and water balance at and below the land surface accounting for soil freezing, snow cover and terrain effects”. In: *Geosci. Model Dev. Discuss* 6.4, pp. 6279–6341.
- Ermini, L. et al. (2004). “Artificial Neural Networks applied to landslide susceptibility assessment”. In: *Geomorphology* 66.1-4, pp. 327–343.
- Evans, D. H. (1972). *An application of Numerical Integration Techniques to Statistical Tolerancing, General distributions*.
- Evans, D.H. (1962). *An application of Numerical Techniques to Statistical Tolerancing*. Technometrics, vol. 9.

- Facciorusso, J. et al. (2006). *Dispense di Geotecnica: compressibilità e consolidazione edometrica*. Università degli Studi di Firenze - Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale – Sezione Geotecnica.
- Fanelli, G. (2015). “Approccio probabilistico per la valutazione della pericolosità da frana pluvioindotta a scala territoriale”. Tesi di dott. Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale. Università degli Studi di Perugia.
- Fanelli, G et al. (2015). “Reliable soil property maps over large areas: a case study in central Italy”. In: *Environmental & Engineering Geoscience*, pp. 1078–1275.
- Fanelli, G. et al. (2016). “A comparison between probabilistic approaches for the evaluation of rainfall-induced landslide susceptibility at regional scale”. In: *Landslides and Engineered Slopes. Experience, Theory and Practice-Aversa et al. (eds)*.
- Fardella, D. (2018). *Armi dell’aerarium di Pietrabbondante*. In *Armi votive in Magna Grecia*, eds. R. Graells i Fabregat e F. Longo, 271-278. Mainz: Römisch-Germanischen Zentralmuseum.
- Fell, R. et al. (2008). “Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning”. In: *Engineering Geology* 102.3, pp. 85–98.
- Fenton, G.A. et al. (2003). “Bearing-capacity prediction of spatially random c φ soils”. In: *Canadian geotechnical journal* 40.1, pp. 54–65.
- (2008). *Risk assessment in geotechnical engineering*. Wiley.
- Fishman, G. (1996). *Monte Carlo*. Springer Series in operation Research.
- Floris, M. et al. (2000). “Evaluation of landslide reactivation: a modified rainfall threshold model based on historical records of rainfall and landslides”. In: *Geomorphology*, pp. 40–57.
- Formetta, G. et al. (2014). “Integrated Physically based system for modeling landslide susceptibility”. In: *Earth and Planetary Science* 9, 74 – 82.
- Franceschini, S. (2012). “Analisi critica di modelli previsionali per le frane in Emilia Romagna”. Tesi di dott. Dipartimento di Scienze della Terra e Geologico Ambientali. Università degli studi di Bologna.
- Fredlund, F.K. et al. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons, inc.
- Gardner, W. (1958). “Some steady state solutions of unsaturated moisture flow equations with applications to evaporation from a water table”. In: *Soil Science* 85.4, pp. 228–232.
- Gariano, S.L. et al. (2015). “Changes in the occurrence of rainfall-induced landslides in Calabria, southern Italy, in the 20th century”. In: *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 15, 2313–2330.

- Gariano, S.L. et al. (2016). "Landslides in a changing climate". In: *Earth Sci. Rev.* 227–252.
- Gariano, S.L. et al. (2017). "Assessing future changes in the occurrence of rainfall-induced landslides at a regional scale." In: *Sci. Total Environ.* 417–426.
- Genest, C. et al. (2007). "Everything you always wanted to know about copula modeling but were afraid to ask". In: *Journal of hydrologic engineering* 12.4, pp. 347–368.
- Gianneccini, R. (2005). "Rainfall triggering soil slips in the southern Apuan Alps (Tuscany, Italy)". In: *Advances in Geosciences* 2, 21–24.
- Gizzi, F. T. (2008). "Identifying geological and geotechnical influences that threaten historical sites: A method to evaluate the usefulness of data already available". In: *Journal of Cultural Heritage* 9, pp. 302–310.
- Gomez, H. et al. (2005). "Assessment of shallow landslide susceptibility using artificial neural networks in Jabonosa River Basin, Venezuela". In: *Engineering Geology* 78.1, pp. 11–27.
- Gray, D.H. et al. (1996). *Biotechnical and soil bioengineering slope stabilisation*. Jhon Wiley & Sons.
- Griffiths, D.V. et al. (2008). *Probabilistic methods in geotechnical engineering*. Springer Wien New York.
- Guadagno, F.M. (1991). "Debris flows in the Campanian volcanoclastic soil (Southern Italy)." In: *Int. Conf. on slope stability. Isle of Wight: Thomas Telford*, pp. 125–130.
- Guzzetti, F. et al. (1999). "Landslide hazard evaluation: a review of current techniques and their application in a multi-scale study, Central Italy". In: *Geomorphology* 31, pp. 181–216.
- Guzzetti, F. et al. (2004). "Information system on hydrological and geomorphological catastrophes in Italy (SICI): a tool for managing landslide and flood hazards." In: *Natural Hazards and Earth System Sciences* 4, pp. 213–232.
- Guzzetti, F. et al. (2005a). "Probabilistic landslide hazard assessment at the basin scale". In: *Geomorphology* 72, pp. 272–299.
- Guzzetti, F. et al. (2005b). "Rainfall thresholds for the initiation of landslides in central and southern Europe". In: *Meteorol Atmos Phys* 98, pp. 239–267.
- Guzzetti, F. et al. (2006). "Estimating the quality of landslide susceptibility models". In: *Geomorphology* 81, pp. 166–184.
- Hahn, G.J. et al. (1967). *Statistical Models in Engineering*.

- Handa, K. et al. (1981). "Application of finite element methods in stochastic analysis of structures". In: *3rd International Conference on Structural Safety and Reliability, ICOSSAR'81*, pp. 395–408.
- Haneberg, W.C. (2004). "A rational probabilistic method for spatially distributed landslide hazard assessment". In: *Environmental & Engineering Geoscience* 10.1, pp. 27–43.
- Hansen, A. (1983). "Landslide hazard analysis". In: *Slope Instability*, pp. 523–602.
- Harr, M.E. (1987). *Reliability-Based Design in Civil Engineering*. McGraw-Hill.
- (1996). *Reliability-Based Design in Civil Engineering*. Dover Publications.
- Hasofer, AM et al. (1974). "Exact and invariant second-moment code format". In: *Journal of the Engineering Mechanics division* 100.1, pp. 111–121.
- Hassenteufel, W. (1954). *Die Bedeutung der Pflanzensoziologie für die Wildbach – und Lawinenverbauung Festschrift Aichinger*. Sonderdruck der "Angewandten Pflanzensoziologie".
- Hazen, A. (1892). "Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration." In: *24th Annual Rep., Massachusetts State Board of Health, Pub. Doc.*, pp. 539–556.
- (1911). "Discussion of "Dams on sand formations," by A.C. Koenig". In: *Transactions of the American Society of Civil Engineers*. Vol. CXXIII, pp. 199–203.
- Hoek, E (2000). *Practical rock engineering*.
- Hong, Y. et al. (2007). "Towards an early-warning system for global landslides triggered by rainfall and earthquake". In: *International Journal of Remote Sensing* 52.2, pp. 501–518.
- Hungr, O. (1981). "Dynamics of rock avalanches and other types of mass movements". Tesi di dott. University of Alberta.
- Hungr, O. et al. (2001). "A review of the classification of landslides of the flow type". In: *Environmental & Engineering Geoscience*, VII.3, pp. 1–18.
- Hutchinson, J.N. (1968). *Mass movement*. In *Encyclopedia of Geomorphology*. Fairbridge, R.W. (ed.)
- (1988). "General report: Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology". In: *Proceedings of 5th Int. Symp. Landslides*.
- Iadanza, C. et al. (2013). "Cultural heritage, landslide risk and remote sensing in Italy". In: *Landslide Science and Practice* 6.9, pp. 491–499.

- Iman, R.L. et al. (1982). "A distribution-free approach to inducing rank correlation among input variables". In: *Communications in Statistics-Simulation and Computation* 11.3, pp. 311–334.
- INASA (2018). *Istituto Nazionale di Archeologia e Storia dell'arte. Area delle Tabernae*.
- (2019a). *Istituto Nazionale di Archeologia e Storia dell'arte. Domus Publica e Stoà*.
- (2019b). *Istituto Nazionale di Archeologia e Storia dell'Arte. The archaeological site of Pietrabbondante*.
- Innes, J.L. (1983). "Debris flows". In: *Prog Phys Geog* 7, pp. 469–501.
- International Council on Monuments and Sites (1931). *The Athens Charter for the Restoration of Historic Monuments*. URL: <https://www.icomos.org/en/resources/charters-and-texts>.
- (1964). *The Venice Charter. International charter for the conservation and restoration of monuments and sites*. URL: <https://www.icomos.org/en/resources/charters-and-texts>.
- Iriarte, E. et al. (2010). "Geological risk assessment for cultural heritage conservation in karstic caves". In: *Journal of Cultural Heritage* 11, pp. 250–258.
- Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica (1999). *Modelli e carte di suscettibilità da frana*. URL: <http://www.irpi.cnr.it/focus/suscettibilita-da-frana/>.
- Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale (2010). *Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000. Foglio 393- Trivento*. Annuario.
- (2015). *Dissesto idrogeologico in Italia, pericolosità e indicatori di rischio*. Annuario.
- (2018). *Dissesto idrogeologico in Italia, pericolosità e indicatori di rischio*. Annuario.
- Iverson, R.M. (2000). "Landslide triggering by rain infiltration". In: *Water Resour Res* 36(7), 1897–1910.
- Jibson, R.W. (1989b). "Debris flow in southern Porto Rico". In: *Geological Society of America, special paper 236*, 29–55.
- (1989a). "Debris flow in southern Porto Rico". In: *Geological Society of America, special paper 236*, pp. 29–55.
- Jomelli, V. et al. (2004). "Geomorphic variations of debris flows and recent climatic change in the French Alps". In: *Clim. Chang* 64, pp. 77–102.
- Kahn, H. (1955). *Use of different Monte Carlo Sampling Techniques*. The Rand Corporation, Santa Monica, California.

- Komac, M. (2006). “A landslide susceptibility model using the analytical hierarchy process method and multivariate statistics in perialpine Slovenia”. In: *Geomorphology* 74.1, pp. 17–28.
- Kosta, U. et al. (2016). “The referential grain size and effective porosity in the Kozeny–Carman model”. In: *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 1669–1680.
- Krauedener (1951). *Ingenieurbiologie*. Verlag Ernst Reinhardt, Monaco.
- Kulhawy, F.H. et al. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Electric Power Research Institute, EPRI.
- La Regina, A. (1978). In *Culture adriatiche antiche di Abruzzo e di Molise*. De Luca Editore.
- (2010). *La domus publica di Pietrabbondante*. ArcheoMolise, 4, pp. 32–43.
- (2014a). *Pietrabbondante e il Sannio Antico*. In *Lectio brevis – Anno Accademico 2015-2016*, 37 (4) 405–437. Roma: Bardi Edizioni.
- (2014b). *Pietrabbondante e il Sannio Antico*. In *Lectio brevis – Anno Accademico 2015-2016*, 37 (4) 405–437. Roma: Bardi Edizioni.
- (2017). *Domus publica. Un esempio di edilizia sacra nel Sannio*. De Luca Editore.
- Lacasse, S. et al. (1996). “Uncertainties in Characterizing Soil Properties”. In: *In Proc. ASCE Special Technical Publication 58: Uncertainty in the Geologic Environment – From Theory to Practice*.
- Lambert, P. et al. (2002). “A copula-based model for multivariate non-normal longitudinal data: analysis of a dose titration safety study on a new antidepressant”. In: *Statistics in medicine* 21.21, pp. 3197–3217.
- Lancellotta, R. (1993). *Geotecnica*. Zanichelli, Bologna.
- Lasaponara, R. et al. (2020). “Active Satellite Sensors in Cultural Heritage Research: The Use of SAR for Archaeological Prospection”. In: *Remote Sensing for Archaeology and Cultural Landscapes* 23, pp. 107–121.
- Law, A.M. et al. (1991a). *Simulation Modeling and Analysis, 2nd ed.*, McGraw-Hill, New York. 2nd ed., McGraw-Hill, New York.
- (1991b). *Simulation Modeling and Analysis, 2nd ed.*, McGraw-Hill, New York. 3rd ed., McGraw-Hill, New York.
- Lee, S. et al. (2001). “Statistical analysis of landslide susceptibility at Yongin, Korea”. In: *Environmental Geology* 40.9, pp. 1095–1113.
- Leiser, D.H. et al. (1982). *Biotechnical Slope Protection and Erosion Control*. Van Nostrand Reinhold Company Inc. Scarborough, Ontario, 271 pp.
- Leroueil, S. et al. (1996). “A geotechnical characterization of slope movements”. In: *Proceedings of 7th Int. Symp. Landslides*.

- Li, HZ et al. (2010). "Reliability analysis of circular tunnel under hydrostatic stress field". In: *Computers and Geotechnics* 37.1, pp. 50–58.
- Li, S.T. et al. (1975). "Generation of pseudorandom numbers with specified univariate distributions and correlation coefficients". In: *Systems, Man and Cybernetics, IEEE Transactions on* 5, pp. 557–561.
- Li, Y. et al. (2012). "Rainfall and earthquake-induced landslide susceptibility assessment using GIS and Artificial Neural Network". In: *Natural Hazards and Earth System Sciences* 12, pp. 2719–2729.
- Lollino, G. et al. (2006). "UNESCO World Heritage sites in Italy affected by geological problems, specifically landslide and flood hazard". In: *Landslides* 3, pp. 311–321.
- Low, BK (2007). "Reliability analysis of rock slopes involving correlated non-normals". In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 44.6, pp. 922–935.
- Lumb, P. (1970). "Safety factors and the probability distribution of soil strength". In: *Canadian Geotechnical Journal* 7.3, pp. 225–242.
- (1975). "Slope failure in Hong Kong". In: *Q J Eng Geol* 8, pp. 31–65.
- Marchi, L. et al. (2002). "Ten years of debris-flow monitoring in the Moscardo Torrent (Italian Alps)". In: *Geomorphology* 46, 1–17.
- Marra, A. et al. (2019). "Conservation and enhancement of the Pietrabbondante archaeological site". In: *Journal of Cultural Heritage Management and Sustainable Development*.
- McNeil, A et al. (2005). *Quantitative Risk Management: Concepts, Techniques and Tools*.
- Meisina, C. et al. (2007). "A comparative analysis of terrain stability models for predicting shallow landslides in colluvial soils". In: *Geomorphology* 87 (3), pp. 207–223.
- Ministero per i beni e le attività culturali e Ministero per i rapporti con le regioni e per la coesione territoriale (2011). *Accordo Istituzionale per l'attuazione del Progetto Operativo 2011-2015 per la tutela e la valorizzazione dell'area archeologica di Pompei: Progetto per Pompei*.
- Mollon, G. et al. (2009). "Probabilistic analysis of circular tunnels in homogeneous soil using response surface methodology". In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 135.9, pp. 1314–1325.
- Montgomery, D.R. et al. (1994). "A physically based model for the topographic control". In: *Water resources research* 30.4, pp. 1153–1171.

- Morgan, G. et al. (1990). *Uncertainty. A Guide to Dealing with Uncertainty in Quantitative Risk and Policy Analysis*. Press Syndicate of the University of Cambridge.
- Morgan, R.P.C. et al. (1995). *Slope stabilisation and erosion control: a bioengineering approach*. E & FN SPON.
- Morrissey, M.M. et al. (2001). *A Comparative Analysis of Hazard Models for Predicting Debris Flows in Madison County, Virginia*. USGS (ed.), Washington, D.C., USA, U.S. Department of the Interior, U.S. Geological Survey.
- Moser, M. et al. (1983). "Geotechnical aspects of soil slips in Alpine regions". In: *Eng. Geology*, 185–211.
- Nadim, F. (2007). *Tools and strategies for dealing with uncertainty in geotechnics*.
- Nawathe, SP et al. (1979). "A simple technique for the generation of correlated random number sequences". In: *IEEE Transactions on Systems, Man and Cybernetics* 9, pp. 96–102.
- Nelsen, R.B. (2007). *An introduction to copulas*. Springer Science & Business Media.
- Newendorp, PD et al. (1976). "A method for treating dependencies between variables in simulation risk-analysis models". In: *Journal of Petroleum Technology* 28.10, pp. 1–145.
- Pack, R.T. et al. (1996). *Assessing Terrain Stability in a GIS using SINMAP*. In: GIS 2001. 15th annual GIS conference. Vancouver, British Columbia pp. 1–9.
- (1998). *SINMAP - A stability index approach to terrain stability hazard mapping*. URL: http://digitalcommons.usu.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1015&context=cee_facpub..
- Pack, R.T. et al. (2005). *SINMAP 2 - A Stability Index Approach to Terrain Stability Hazard Mapping*. URL: <http://www.engineering.usu.edu/dtarb/sinmap.html>Papathoma.
- Panchalingam, G et al. (1994). "Modelling of many correlated and skewed random variables". In: *Applied mathematical modelling* 18.11, pp. 635–640.
- Papaioannou, I. et al. (2012). "Reliability updating in geotechnical engineering including spatial variability of soil". In: *Computers and Geotechnics*. 44–51.
- Parisi, F. et al. (2013). "Earthquake damages to cultural heritage constructions and simplified assessment of artworks." In: *Engineering Failure Analysis* 6.34, pp. 735–760.

- Park, H.J. et al. (2013). "Assessment of rainfall-induced shallow landslide susceptibility using a GIS-based probabilistic approach". In: *Engineering Geology* 161, pp. 1–15.
- Parlamento Italiano (2004). *Decreto Legislativo 22 gennaio 2004, n. 42 Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'articolo 10 della legge 6 luglio 2002, n. 137*. Legge. Parlamento Italiano.
- Paronuzzi, P. et al. (1998). "Eventi meteorici critici e debris flows nei bacini montani del Friuli". In: *L'Acqua, Sezione I=Memorie*, pp. 39–50.
- Pavlova, I. et al. (2017). "Global overview of the geological hazard exposure and disaster risk awareness at world heritage sites". In: *Journal of Cultural Heritage* 28, pp. 151–157.
- Polemio, M. et al. (2010). "Occurrence of landslide events and the role of climate in the twentieth century in Calabria, southern Italy". In: *Q. J. Eng. Geol. Hydroge* 43, pp. 403–415.
- Pollen, N. (2007). "Temporal and spatial variability in root reinforcement of streambanks: accounting for soil shear strength and moisture". In: *Catena* 69.3, pp. 197–205.
- Pollen, N. et al. (2005). "Estimating the mechanical effects of riparian vegetation on stream bank stability using a fiber bundle model". In: *Water Resources Research* 41.7.
- Polster, D. F. (2003). *Soil Bioengineering for Slope Stabilization and Site Restoration*. Paper presented Sudbury 2003: Mining e the Environment III, May 25 – 28, 2003, Laurentian University, Sudbury, Ontario, Canada.
- Praxl (1954). *Verbauung und Begrünung von Moranenabbruchen in Vorarlberg*, Vereinszeitschr. Der Dipl. Ing. del Wildbachverbauung.
- Provincia di Terni – Servizio Assetto del Territorio – Ufficio Urbanistica (2003). *Manuale Tecnico di Ingegneria Naturalistica della Provincia di Terni, Applicabilità delle Tecniche, Limiti e Soluzioni*. Tipografia Visconti, Terni.
- Pruckner (1965). *Die Technik der lebendverbauung*. Agreverlag, Wien.
- Quattrone, G. (2016). "Risk Analysis and Vulnerability Assessment of Archaeological Areas for the Preventive Conservation". In: *Springer International Publishing AG 2016 M. Ioannides et al. (Eds.): EuroMed Part 1*, pp. 157–168.
- Raia, S. et al. (2014). "Improving predictive power of physically based rainfall-induced shallow landslide models: a probabilistic approach". In: *ArXiv preprint*.

- Research Italy, 2019. *Research Italy. Sito Web a cura del MIUR. Direzione Generale per il coordinamento la promozione e la valorizzazione della ricerca.* URL: <https://www.researchitaly.it/patrimonio-culturale/>.
- Rianna, G. et al. (2014). "Implications of climate change on landslide hazard in Central Italy." In: *In: Procedia Earth Plan. Sci.* Vol. 9, 54–63.
- Rigon, R. et al. (2006). "GEOtop: A distributed hydrological model with coupled water and energy budgets". In: *Journal of Hydrometeorology* 7.3, pp. 371–388.
- Riva, P. et al. (1998). "Seismic analysis of the Asinelli Tower and earthquakes in Bologna". In: *Soil Dyn. Earthq. Engng.* 17, pp. 525–550.
- Rosenblueth, E. (1975). "Point estimates for probability moments". In: *Proceedings of the National Academy of Sciences* 72.10, pp. 3812–3814.
- (1981). "Two-point estimates in probabilities". In: *Applied Mathematical Modelling* 5.5, pp. 329–335.
- Rossi, M. et al. (2010). "Optimal landslide susceptibility zonation based on multiple forecasts". In: *Geomorphology* 114.3, pp. 129–142.
- Rubinstein, R.Y. (1981). *Simulation and the Monte Carlo Method*. Wiley Online Library.
- Salciarini, D. et al. (2006). "Modeling regional initiation of rainfall-induced shallow landslides in the eastern Umbria Region of central Italy". In: *Landslide*, 3:181.
- Salciarini, D. et al. (2008). "Modeling landslide recurrence in Seattle, Washington, USA". In: *Engineering Geology* 102.3, pp. 227–237.
- Salciarini, D. et al. (2012). "Spatially distributed rainfall thresholds for the initiation of shallow landslides". In: *Natural hazards* 61.1, pp. 229–245.
- Salciarini, D. et al. (2015). "Modeling the effects induced by the expected climatic trends on landslide activity at large scale". In: *Procedia Engineering*, 158:541–545.
- Salciarini, D. et al. (2017). "A probabilistic model for rainfall—induced shallow landslide prediction at the regional scale". In: *Landslides* 14, pp. 1731–1746.
- Salciarini, D. et al. (2018a). *Il Prossimo Paesaggio*. Gangemi Editore.
- Salciarini, D. et al. (2018b). *Indicazioni progettuali propedeutiche alla scelta delle soluzioni tecniche di consolidamento e protezione del patrimonio culturale minacciato da rischio idrogeologico e sismico, compatibili con la natura di bene culturale*. Convenzione di Ricerca.
- Salciarini, D. et al. (2019). "Physically-based approach for rainfall-induced landslide projections in a changing climate". In: *Geotechnical Engineering*. Vol. 172. 6. Assoc Eng Geologists, pp. 481–495.

- Salciarini, D. et al. (2020). “Probabilistic vs: deterministic approach in landslide triggering prediction at large scale”. In: *Lecture notes in civil engineering*.
- Salvadori, G. et al. (2007). “On the use of copulas in hydrology: theory and practice”. In: *Journal of Hydrologic Engineering* 12.4, pp. 369–380.
- Sardegna, M.B. (2017). *Tecniche di consolidamento e protezione del patrimonio culturale minacciato dal rischio idrogeologico. Tesi di Laurea Magistrale*.
- Sassa, K. (1985). “The mechanism of debris flows”. In: *Proceedings of 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*.
- Sauli, G. et al. (2002). *Manuale di Ingegneria Naturalistica applicabile al settore idraulico nella regione Lazio*. Regione Lazio, Roma.
- Savage, W.Z. et al. (2003). “A model for spatially and temporally distributed shallow landslide initiation by rainfall infiltration”. In: *3rd International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*. Vol. 1, pp. 179–187.
- (2004). “Modeling time-dependent areal slope stability”. In: *Landslides-evaluation and stabilization, Proceedings of 9th International symposium on Landslides*. Vol. 1, pp. 23–36.
- Schiechtl, H. M. (1973). *Sicherungsarbeiten im Landschaftsbau*. Verlag G. D. V., Callwey, Monaco.
- Schrefler, B. et al. (2010). *Environmental geomechanics*. Wiley Online Library.
- Seifert (1965). *Naturferner und naturnaher Wasserbau*. Montana Verlag, Zurich.
- Sewell, R.J. et al. (2015). “Dating of debris flow fan complexes from Lantau Island, Hong Kong, China: the potential relationship between landslide activity and climate change”. In: *Geomorphology*, pp 205–227.
- Sismonini, S. et al. (2010). *Impiego di tecniche integrate di Ingegneria Naturalistica e Geotecnica per la stabilizzazione dei versanti. Studio e applicazione a casi reali*. Regione Piemonte, Direzione Ambiente – Settore Sostenibilità, Salvaguardia ed Educazione Ambientale.
- Skempton, A. W. (1953). “Discussion in soil stability problems in road engineering”. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*.
- (1985). “Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory”. In: *Geotechnique*, 35: 3 – 18.
- Skempton, A.W. et al. (1969). “Stability of natural slopes and embankment foundations”. In: *Proceedings, 7th. International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*.

- Soeters, R. et al. (1996). *Slope Instability Recognition, Analysis and Zonation*. In *Landslides, investigation and mitigation, Transportation Research Board, National Research Council*. Special Report.
- Sorbino, G. et al. (2010). "Susceptibility analysis of shallow landslides source areas using physically based models". In: *Natural Hazards* 53.2, pp. 313–332.
- Spizzichino, D. et al. (2018). *Bollettino ICR, Istituto Superiore per la conservazione ed il restauro*. Annuario.
- Srivastava, R. et al. (1991). "Analytical solutions for one-dimensional, transient infiltration toward the water table in homogeneous and layered soils". In: *Water Resour Res* 31.8, pp. 2097–2110.
- Stark, T.D. et al. (2005). "Drained shear strength parameters for analysis of landslides". In: *J. Geotech. geoenviron. Engrg*, pp. 575–588.
- Stefanou, G (2009). "The stochastic finite element method: past, present and future". In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 198.9, pp. 1031–1051.
- Stoffel, M. et al. (2006). "On the incidence of debris flows from the early Little Ice Age to a future greenhouse climate: a case study from the Swiss Alps". In: *Geophys. Res. Lett.* 120.33, p. L16404.
- Stokes, A. et al. (2009). "Desirable plant root traits for protecting natural and engineered slopes against landslides". In: *Plant and soil* 324.1-2, pp. 1–30.
- Svolopoulos, D. (2013). "Study for the restoration of the retaining wall of the Treasures in the Sanctuary of Olympia, Athens: Hellenic Ministry of Education and religious Affairs, Culture and sports (in Greek)." In: *Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites*.
- Switala, B.M et al. (2013). "Analysis of slope stabilization by soil bioengineering method". In: *EGU General Assembly Conference Abstracts*. Vol. 15, p. 7472.
- Tang, X.S. et al. (2013). "Impact of copula selection on geotechnical reliability under incomplete probability information". In: *Computers and Geotechnics* 49, pp. 264–278.
- Tarragüel, A.A. et al. (2012). "Analysing the possible impact of landslides and avalanches on cultural heritage in Upper Svaneti-Georgia". In: *Journal of Cultural Heritage* 13, 453–461.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. Wiley, New York.
- Taylor, J. R. (1997). *An Introduction to Error Analysis*. Sausalito, California, University Science.

- Terlien, M.T.J. et al. (1995). "Deterministic modelling in GIS-based landslide hazard assessment". In: *Geographical information systems in assessing natural hazards*. Kluwer Academic Publisher, Dordrecht, In: Carrara A, Guzzetti F (eds), pp. 57–77.
- Thiebes, B. et al. (2007). *Deterministische Analyse flachgründiger Hangrutschungen mit SINMAP – Fallstudie an der Schwäbischen Alb*. In: Kellerer-Pirklbauer, A., Keiler, M., Embleton-Hamann, C., & Stötter, J., Edit. *Geomorphology for the Future*. Innsbruck, Innsbruck University Press.
- Thiebes, B. et al. (2016). "Application of SINMAP and analysis of model sensitivity – Case studies from Germany and China". In: *Revue Roumaine de Géographie, Romanian Journal of Geography* 60.1, pp. 3–25.
- Tobutt, D.C. (1982). "Monte Carlo simulation methods for slope stability". In: *Computers & Geosciences* 8.2, pp. 199–208.
- Toumbakari, E.E. (2011). *Study for the restoration of N-E Tower of the ancient fort of Athena*. Athens: Hellenic Ministry of Education and religious Affairs, culture and Sports (in Greek). Annuario.
- Tsukamoto, Y. et al. (1984). "Vegetative influences on debris slide occurrences on steep slopes in Japan". In: *Proc. Symp. Effects Forest Land Use on Erosion and Slope Stability*. Environment e Policy Institute, Honolulu.
- Unione Europea, 2019. *UE. Sito Web a cura dell'Unione Europea. European year of cultural heritage*. URL: https://europa.eu/cultural-heritage/european-year-cultural-heritage_en.
- Unesco, 2019. *Unesco. Sito Web a cura della Commissione Nazionale Italiana per l'UNESCO*. URL: <http://www.unesco.it/it/Documento>.
- Van Asch, Th.W.J. et al. (1999). "A view on some hydrological triggering systems in landslides". In: *Geomorphology* 30(1-2), pp. 25–32.
- Van Tetterode, LM (1971). "Risk analysis or Russian roulette?" In: *Trans Am. Ass. Cost Engrs*. AACE Montreal, pp. 124–129.
- Varnes, D. J. (1978). "Slope movement. Types and processes". In: *Landslide. Analysis and Control. Transportation Research Board Report*, pp. 11–13.
- Varnes, D. J. et al. (1984). *Landslide hazard zonation: a review of principles and practice*. UNESCO Presst.
- Vamat, J. et al. (1994). "Slope movements: A geotechnical perspective". In: *Proceedings of Congress Int. Assoc. of Engineering Geology*.
- Volpe, E. (2014). *Un modello geostatistico per la previsione di frane superficiali a larga scala. Tesi di Laurea Magistrale*.

- Volpe, E. et al. (2017). “A multidisciplinary approach to the safety assessment of the archaeological site of Pietrabbondante”. In: *IMEKO, International Conference on Metrology for Archaeology and Cultural Heritage*.
- Volpe, E. et al. (2018a). “Approccio probabilistico alla valutazione della pericolosità da frana pluvioindotte”. In: *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica - IARG*.
- Volpe, E. et al. (2018b). “Un approccio multidisciplinare per la tutela e la salvaguardia del patrimonio archeologico”. In: *Days of Scientific Research-DiBT*.
- Waldron, L.J. (1977). “The shear resistance of root-permeated homogeneous and stratified soil”. In: *Soil Science Society of America Journal* 41.5, pp. 843–849.
- Weerasinghe, K.M. et al. (2007). “Use of a Deterministic Slope Stability Predicting Tool for Landslide Vulnerability Assessment in Ratnapura Area, Sri Lanka”. In: *Proceedings of the International Conference on Mitigation of Natural Disasters*. Peradeniya, Sri Lanka, pp. 1–17.
- Westen, C.J. van et al. (1997). “Prediction of the occurrence of slope instability phenomena through GIS-based hazard zonation”. In: *Geologische Rundschau* 86, pp. 404–414.
- White, I.D. et al. (1996). *Environmental systems*. 2nd edn. London: Chapman & Hall.
- Wieczorek, G.F. et al. (2000). “Debris flow hazards in the Blue Ridge of Central Virginia”. In: *Environ Eng Geosci*, 3–23.
- Wilkinson, P.L. et al. (2002). *Landslide hazard and bioengineering: towards providing improved decision support through integrated numerical model development*. Earth Surface Processes e Land-forms.
- Wilson, R.C. et al. (1995). “Rainfall thresholds for the initiation of debris flows at La Honda, California”. In: *Environmental & Engineering Geoscience* 1.1, pp. 11–27.
- Wolff, TF (1985). *Analysis and design of embankment dam slopes: a probabilistic approach*. University Microfilms.
- (1996). “Probabilistic Slope Stability in Theory and Practice”. In: *Uncertainty in the Geologic Environment: From Theory to Practice*. Vol. 1. 58. ASCE Geotechnical Special Publication, pp. 419–433.
- Wu, T. H. (1976). *Investigation of landslides on Prince of Wales Island, Alaska*. Ohio State University, Department of Civil Engineering.

- (2013a). “Root reinforcement of soil: review of analytical models, test results, and applications to design”. In: *Canadian Geotechnical Journal* 50.3, pp. 259–274.
- Wu, T.H. et al. (1979). “Strength of tree roots and landslides on Prince of Wales Island, Alaska”. In: *Canadian Geotechnical Journal* 16.1, pp. 19–33.
- Wu, W. et al. (1995). “A distributed slope stability model for steep forested basins”. In: *Water Resour Res* 31(8), 2097–2110.
- Wu, X.Z. (2013b). “Probabilistic slope stability analysis by a copula-based sampling method”. In: *Computational Geosciences* 17.5, pp. 739–755.
- (2013c). “Probabilistic slope stability analysis by a copula-based sampling method”. In: *Computational Geosciences* 17.5, pp. 739–755.
- Yesilnacar, E. et al. (2005). “Landslide susceptibility mapping: a comparison of logistic regression and neural networks methods in a medium scale study, Hendek region (Turkey)”. In: *Engineering Geology* 79.3, pp. 251–266.
- Young, D.S. (1986). “A generalized probabilistic approach for slope analysis: practical application to an open pit iron ore mine”. In: *International Journal of Mining and Geological Engineering* 4.1, pp. 3–13.
- Yucemen, MS et al. (1973). *A probabilistic study of safety and design of earth slopes*. Rapp. tecn. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Zaitchik, B.F. et al. (2003a). “Applying a GIS slope-stability model to site-specific landslide prevention in Honduras.” In: *Journal of Soil and Water Conservation* 58 (1), pp. 45–53.
- Zaitchik, B.F. et al. (2003b). “Modeling slope stability in Honduras, Parameter sensitivity and scale of aggregation”. In: *Soil Science Society of America Journal* 67 (1), pp. 268–278.
- Zezere, J. L. et al. (2005). “Shallow and deep landslides induced by rainfall in the Lisbon region (Portugal): assessment of relationships with the North Atlantic Oscillation”. In: *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 5, 331–344,
- Zezere, J.L. et al. (2002). “Rainfall thresholds for landsliding in Lisbon Area (Portugal)”. In: *Landslides (Rybar J, Stemberk J, Wagner P, eds)*.
- Zhou, G. et al. (2003). “Spatial probabilistic modeling of slope failure using an integrated GIS Monte Carlo simulation approach”. In: *Engineering Geology* 68.3-4, pp. 373–386.
- Zimmermann, M. et al. (1997). “Murganggefahr und Klimaänderung—ein GIS-basierter Ansatz”. In: *Schlussbericht des Nationalen Forschungsprogrammes, NFP 31. Zurich: vdf Hochschulverlag AG*, pp. 161.